DOTT. ING. PROF. MARIO CORSETTI

Incaricato nell'Università di Torino ed Ordinario
nell'Istituto Tecnico « G. Sommeiller ».

TEORIA E PRATICA DELLE COSTRUZIONI

CIVILI - RURALI - STRADALI - IDRAULICHE

VOLUME SECONDO

PARTE SECONDA

STRADE E MANUFATTI STRADALI – COSTRUZIONI IDRAULICHE
CONDOTTA DEI LAVORI

G. B. PARAVIA & C.

TORINO - MILANO - PADOVA - FIRENZE - ROMA - NAPOLI - PALERMO

SECONDA RISTAMPA

DELLA

QUARTA EDIZIONE

PROPRIETÀ LETTERARIA

Printed in Italy

Si ritengono contraffatte le copie non firmate dall'Autore
o non munite del timbro della S. I. A. E.

01097

Società per azioni G. B. PARAVIA & C.
Torino - Corso Vittorio Emanuele II, n. 199

160 (*A*) 1946. 1411 [330]

PREFAZIONE

ALLA SECONDA PARTE DEL SECONDO VOLUME

Come già per la prima *parte di questo* Volume secondo, *in ordine alle abitazioni civili, così per la parte* seconda *ho fatto precedere alcune notizie storiche sulle strade e sulle opere d'arte stradali, con l'intento di richiamare l'attenzione dello studioso sul cammino percorso dall'umanità, sul faticoso elaborarsi del progresso, sulla gradualità delle conquiste della tecnica, costituenti nella loro somma la civilizzazione di tutto un popolo.*

Per non esorbitare però dal campo limitato ed immediato della Scuola, dirò che i cenni storici, premessi alla trattazione, trovano giustificazione più che sufficiente nel fatto che essi vorrebbero preparare e dirigere i giovani a quelle letture indivi-duali di carattere professionale, *alle quali, giustamente, si annette dalle Autorità scolastiche tanto valore poichè, attraverso ad una forma di specifica erudizione, giovano ad inserire con migliore e più completa consapevolezza il professionista nella corrente della sua attività tecnica, ed a renderlo più sicuro e più soddisfatto di se stesso.*

Non sarà ozioso poi ricordare qui come identica finalità si proponga il carattere minuto, *inserito nel testo non già perchè esso faccia specificamente parte del programma di costruzioni per la sezione geometri degli Istituti tecnici, ma perchè può essere di valido completamento alla cultura dell'alunno, aiutandolo a rendersi maggiormente conto di quello che egli deve fare, ed incitandolo a spingere lo sguardo oltre la trattazione* aridamente *manualistica per una conoscenza più logicamente completa delle varie questioni.*

Un testo bene aggiornato non deve e non può straniarsi da queste esigenze di alto valore educativo, le quali tendono a far scomparire, come si vuole dalle Autorità scolastiche, i compartimenti stagni che aduggiavano immeritatamente la nostra cultura professionale.

***

Lo studio delle strade ordinarie e ferrate è stato suddiviso in tre parti. Nel loro svolgimento ho sempre avuto di mira i fini pratici, che possono essere di interesse sostanziale per gli allievi, i quali troveranno in alcuni argomenti, svolti con una certa ampiezza e cura, quanto loro occorre per apprendere i principî fondamentali della tecnica delle costruzioni. Per la prima parte, dopo la giustificazione delle pendenze dell'asse stradale e dei raggi delle curve di raccordo d'una strada ordinaria, in rapporto alle esigenze dei traffici, mi sono indugiato in nozioni brevi, ma sufficienti, intorno alla trazione sulle strade ferrate per la ragione che, oltretutto, la conoscenza di questo argomento servirà alla preparazione degli esami di concorso per l'ammissione nelle Ferrovie. Similmente non ho dimenticato che certi argomenti, specialmente riflettenti lo studio delle strade ordinarie, sono svolti adeguatamente alla importanza che loro si annette nelle Scuole di Artiglieria e Genio per gli allievi Ufficiali.

Nella seconda parte dello studio delle strade ordinarie ho presentato un esempio di progetto di strada, corredato del calcolo delle aree delle prime sezioni, dei volumi di terra e dello studio grafico del compenso trasversale e longitudinale del movimento di terra.

Nella terza parte ho parlato della esecuzione dei lavori, esponendo in forma piana ed elementare l'escavazione della terra, il trasporto, il costo dell'escavazione e del trasporto e l'organizzazione del lavoro.

Quindi, sono passato a parlare della formazione del corpo stradale ordinario, della soprastruttura e delle opere di consolidamento. Ho trattato con maggiori dettagli le pavimentazioni moderne e quelle costruite con materiale nazionale. Sono stati accennati i diversi accessorî stradali ed è stato parlato della sorveglianza e manutenzione delle strade ordinarie. Un capitolo a sè riguarda la conformazione del corpo stradale ferroviario, un cenno sugli impianti edilizî annessi alle strade ferrate, e sugli impianti principali della trazione elettrica; ed infine l'elettrificazione delle nostre ferrovie. Ogni argomento è stato esaurientemente illustrato e qualche volta anche corredato di calcoli di verifica delle strutture portanti dei principali elementi costruttivi.

Lo studio dei manufatti stradali e ferroviari è stato suddiviso in quattro parti. Nella prima parte ho parlato delle fondazioni ordinarie ed idrauliche delle opere d'arte stradali; nella seconda parte sono state accennate le diverse teorie sulla spinta delle terre, esponendo i loro pregi ed i loro difetti. Ho esposto il metodo del Résal che può sostituire le teorie del Coulomb, del Poncelet e del Rankine-Mohr, quando queste non si adattino specificamente al caso da risolvere. Segue lo studio

dei muri di sostegno, corredato di tabelle, di esempi numerici e di calcoli di verifica. La terza parte tratta delle gallerie, con cenni per il loro tracciamento e per la loro costruzione. La quarta parte riguarda lo studio generale dei ponti stradali e ferroviari ed ogni argomento è illustrato da esempi di progetti, da assonometrie e da particolari costruttivi.

Lo studio delle costruzioni idrauliche riguarda i canali e le opere d'arte di questi. Ogni argomento è illustrato da figure, da tabelle, da esempi e da opportuni richiami di idraulica pratica. Prima di parlare delle opere di derivazione di un canale ho premesso lo studio delle bocche per passare a svolgere il calcolo delle traverse, mostrando esempi di problemi. Sono state date le nozioni costruttive particolari dei canali industriali, d'irrigazione, di bonifica e navigabili. Brevi cenni sui condotti di fognatura e sulle dighe. Ho parlato delle opere di sistemazione e di difesa in torrenti e fiumi.

Infine ho trattato della condotta dei lavori, seguendo i criterî suggeriti e sanzionati dalla pratica.

***

Per l'utilità degli allievi delle nostre scuole tecniche e per il vantaggio dei professionisti di domani, in cui la Patria ripone tante speranze, ho cercato attraverso questa mia opera di fare del mio meglio, senza pretese ad infallibilità di sorta, per cui mi saranno sempre gradite le osservazioni mosse dai miei Egregi Colleghi, cui mi stringe unità di intenti nel medesimo amore per la Scuola e per il Paese.

Torino, aprile 1941

Ing. MARIO CORSETTI.

PREFAZIONE ALLA SECONDA EDIZIONE

Visto l'esito lusinghiero della precedente edizione, mi sono accinto a ritoccare alcuni argomenti, introducendovi note ed aggiunte a scopo essenzialmente didattico. Spero che anche la presente edizione continuerà ad incontrare il favore degli studiosi.

Ringrazio gli Egregi Colleghi della loro benevola simpatia che mi fu di conforto alla non tenue fatica e che mi sarà di stimolo per i futuri apporti di chiarezza e di completezza al mio « Corso di Costruzioni ».

Torino, ottobre 1942.

Ing. MARIO CORSETTI.

INTRODUZIONE

Sin dall'antichità le strade hanno apportato ai popoli un afflusso di vita e di benessere; talvolta, invece, sotto lo stimolo delle varie cupidigie, hanno servito al furore della distruzione. Se attraverso ad esse passarono le correnti migratorie dei popoli e gli eserciti muoventi alla conquista, si stabilirono pure gli scambi non solo dei beni materiali ma anche di quei beni dello spirito, onde si nutre ogni forma di civiltà e di progresso.

Politicamente furono le vie di comunicazione a cementare l'unità degli Imperi e nell'interno e con le Colonie, come ben dimostra l'esempio, per noi significativo ed istruttivo quant'altri mai, di Roma, la cui potenza si consolidò grazie a quella meravigliosa rete stradale, onde l'Urbe si allacciava alle parti, anche più lontane, del suo vastissimo dominio e ad esse era ognora presente.

Del resto il rapporto fra lo sviluppo della rete delle strade ed il grado di civiltà dei popoli è in ragione diretta, poichè noi vediamo tal rete essere più fitta e sviluppata appunto presso i popoli più progrediti, della cui elevazione morale quindi diventa un indice sicuro.

Cenno sull'origine e sullo sviluppo delle strade ordinarie e delle principali opere d'arte stradali. — Sin dai primi albori della civiltà ogni popolo ha avuto le sue vie di transito. Queste in origine furono *sentieri* che, mentre potevano spostarsi facilmente nelle zone pianeggianti, erano, per esigenze naturali del terreno, meno vaganti nelle zone montagnose o nei punti obbligati di passaggio, ed attraverso le foreste dovevano generalmente svolgersi sulle orme di qualche grosso quadrupede. Si comprende come su queste vie primitive si effettuassero soltanto i trasporti a spalla o a dorso di quadrupede, con grande dispendio di tempo e di economia. Col progredire della civiltà crebbero gli scambi fra i popoli, che, dato il loro volume e per realizzare una maggiore economia di tempo e di lavoro, si esercitarono su strade *mulattiere* e *carreggiabili* a fondo naturale, per mezzo di trasporti con animali da soma, e con i primi veicoli di forma rudimentale. L'apparizione del veicolo con le ruote modificò radicalmente le caratteristiche della strada primitiva, che dapprima occupò una larga zona a fondo naturale, svolgentesi spesso secondo un asse mutevole, ma, dopo che si affermò il diritto di proprietà, ebbe una sede fissa, la quale fu consolidata da una robusta massicciata, da muri di sostegno, ecc. Le prime opere d'arte vennero poi costruite per mantenere la continuità della strada attraverso agli ostacoli naturali. Con l'impiego di una *sovrastruttura*, atta a ridurre l'attrito volvente delle ruote, e con la costruzione delle diverse opere d'arte, la strada a poco a poco acquistò tutte quelle caratteristiche che all'incirca si sono conservate lungo i secoli e cioè: larghezza di piattaforma limitata soltanto al traffico, ed andamento planimetrico ed

altimetrico ben definito del suo asse, libero dal servile adattamento agli ostacoli naturali e rispondente invece alle necessità dei commerci. Ma di queste strade antichissime si hanno notizie vaghe e sommarie, mentre migliori cognizioni ci sono concesse attorno alle strade greche e a quelle romane.

La strada ordinaria nel periodo storico. — Il tracciato delle antiche strade non è bene documentato e gli archeologi sono costretti a dirigere i loro studi e le loro osservazioni sui resti di pavimentazioni, resti d'opere d'arte stradale ponti, muri di sostegno, pietre miliari, ecc.) e su tagli di rocce in zone montagnose, ecc. Per tale motivo e considerata anche la natura elementare del nostro corso di costruzioni, ci limiteremo ad accennare brevemente all'evoluzione delle sole strade greche e romane con le relative opere d'arte stradali, per poi passare a parlare della strada nel medioevo e infine nell'età moderna.

Le strade greche. — Le strade di campagna, a fondo naturale, in origine erano mal tenute, mentre quelle di città e le così dette *vie sacre*, utilizzate per i pellegrinaggi e le processioni, erano costruite con molta cura. Le strade di collina furono fatte dapprima diritte, tagliando la roccia a scala oppure costruendo questa appositamente con pietra; e fu solo più tardi che, per ridurre le pendenze da superare, le strade si fecero girare attorno alla falda e sui declivi del colle.

Per attraversare poi i corsi d'acqua e i terreni paludosi, si costruirono, in generale, delle dighe in terra e solo in qualche raro caso dei ponti. Nelle strade carrozzabili, aperte nella roccia oppure costruite su terreno pianeggiante e pavimentate, si riscontrano talvolta due o quattro scanalature parallele, profonde e larghe cm. 7, che servivano di guida alle ruote dei veicoli, mentre il resto della pista di queste strade si lasciava allo stato naturale o tutt'al più si livellava con ghiaia e sabbia, senza peraltro sistemarvi uno strato di pietrisco battuto. Quando gli architetti greci crearono i piani regolatori delle nuove città, si costruirono vie regolari, larghe e pavimentate e si creò pure una legislazione edilizia cittadina che impose, a mezzo di speciali funzionari, il rispetto delle norme emanate, sottoponendo i contravventori a severe sanzioni. Come unità di misura della strada si usò lo *stadio* di centoventicinque *passi*, equivalenti a seicentoventicinque *piedi* (piede $= \sim$ m. 0,30).

Le strade romane. — Nell'antichità i Romani furono i più sapienti costruttori di strade, i cui resti rappresentano oggidì uno dei più grandi monumenti della civiltà latina. Nel tracciamento e nella configurazione delle strade i Romani seguirono i principî degli Etruschi, mentre nella costruzione della massicciata s'ispirarono all'arte dei Cartaginesi. I Romani però, a differenza degli Etruschi, mirarono ad abbreviare il percorso stradale il più possibile, dando alle strade di pianura un andamento rettilineo con ampie curve di raccordo, mentre nelle zone montuose tracciarono di preferenza le strade a dorsale con curve di ritorno di piccolo raggio (minimo m. $7 \div 8$) e con pendenze talvolta forti (massimo $15 \div 20$ %). Queste ultime strade costruite a dorsale di collina non ebbero bisogno di forti spese di manutenzione, perchè erano ben costruite secondo gli stessi principî delle strade etrusche e presentavano altresì il vantaggio di avere un naturale displuvio per le acque. Durante l'età imperiale, nelle lotte che si svolgevano da un confine all'altro dell'Impero, si utilizzarono le strade militari, appositamente costruite per permettere grande mobilità agli eserciti e rapidità di trasporto. Con le vittorie i Romani moltiplicarono le loro strade, favorendo così il commercio e procurando il benessere anche dei popoli sottomessi. Secondo le notizie di Strabone sulle strade di Roma, la via Aurelia, la via Appia e la via Flaminia furono le tre grandi arterie stradali che unirono Roma ai punti estremi d'Italia, sussidiate da altre vie minori che pure dall'Urbe si irradiavano, come la via Latina, la via Salaria, la via Tiburtina, ecc. Nell'età imperiale le strade si moltiplicarono per opera specialmente di Traiano, che restaurò e riorganizzò le vie romane d'Italia e dell'Impero e nelle nuove province dell'Arabia e della Dacia.

Occorre ricordare la bella *via Traiana*, fatta costruire dall'Imperatore lungo la sponda destra del Danubio presso le Porte di Ferro. Secondo Ulpiano, per le strade di media importanza,

I Romani seguivano il metodo di delineare la larghezza stradale con due piccoli fossi paralleli (*sulci*), scavando poi la zona intermedia sino a notevoli profondità per raggiungere il terreno consistente. Livellato il fondo e compresso, veniva riempito lo scavo di una gettata di pietrisco grossolano con molta calce e sabbia, gettando infine su questo strato del pietrisco più minuto, mescolato a materia cementante. Invece per le strade di maggiore importanza (via Appia, via Flaminia, ecc.), fissata la larghezza della via a mezzo dei due fossetti laterali paralleli, si scavava la parte intermedia per una profondità che generalmente si aggirava attorno ai metri 0,60 ÷ 1, dopo di che, se non si raggiungeva un terreno consistente, si procedeva a consolidare il fondo con palificate. Sul fondo livellato e ben compresso, si poneva un primo strato di pietre larghe e dure (*statumen*), dello spessore di metri 0,30 ÷ 0,60, talvolta unite con calce; quindi al di sopra si poneva uno strato di metri 0,25 ÷ 0,30 di pietrisco (*indus*), poi un altro strato ancora di pietrisco più minuto, di metri 0,30 ÷ 0,50 detto *nucleus*, cementato con malta della stessa natura e debitamente compresso sino a renderlo impermeabile all'acqua; ed infine si formava il piano stradale (*summa crusta*) inclinato opportunamente sui due fianchi con grandi massi quadrangolari di calcare oppure con poligoni di selce, basalto e simili, aventi la superficie esterna ben levigata, uniti accuratamente tra di loro e collocati su un sottofondo di sabbia fina per ottenere un perfetto assestamento dell'insieme della pavimentazione.

Con tal modo di costruzione la massicciata poteva assumere grandi spessori (generalmente risultava di metri 1 ÷ 1,50 ed eccezionalmente di metri 3), volendo con ciò raggiungere una grande solidità e per non incorrere poi in spese di manutenzione piuttosto forti. Tuttavia, anche così solidamente costruite, molte strade non furono poi bene mantenute e perciò finirono per diventare pessime. Se il terreno di fondazione cedeva in qualche tratto, veniva rifatta la pavimentazione sovrapponendola a quella esistente. La piattaforma stradale (*agger*) generalmente risultava larga metri 2,35 per l'incrocio di due carri, oltre a metri 0,60 di larghezza per ogni marciapiede (*crepidines*), oppure di metri 4,70 per l'incrocio di quattro carri, in corrispondenza dei ponti, delle piccole curve e delle zone di sosta degli animali.

Nelle salite, la larghezza della piattaforma veniva alquanto ridotta a seconda dell'importanza della strada. La larghezza della carreggiata veniva definita ponendo delle pietre di forma conica (paracarri) incastrate nei marciapiedi e poste alla distanza di metri 3 ÷ 4 l'una dall'altra. Nelle opere d'arte stradali i Romani perfezionarono i ponti temporanei, ideati dai Greci e costruiti a scopo militare. Essi erano formati da barche affiancate con sovrapposto piano di tavole per il transito, oppure costruiti con cavalletti di legno, fissati nell'alveo del fiume e armati con travi di legno correnti fra i cavalletti stessi. I primi *ponti stabili*, invece, risultarono formati da grosse travi di legno, ben collegate fra di loro e correnti da una sponda all'altra del fiume; più tardi furono costruiti i ponti in muratura, utilizzando all'uopo una successione di grosse pietre disposte a mensola l'una rispetto all'altra sino a formare una luce piuttosto limitata per il passaggio dell'acqua. In seguito si passò alla struttura a volta, già concepita dagli Etruschi, per ottenere maggior solidità dell'insieme e nel tempo stesso si assegnò una più grande luce all'arcata, generalmente della forma circolare a tutto sesto.

Quando si costruirono i ponti a più archi, sostenuti da pile intermedie, si assegnò alle luci centrali una corda maggiore di quella delle luci esterne, e poichè l'impostare degli archi era la stessa per tutte le luci, il piano del ponte risultava formato di due rampe con pendenze opposte. Gli archi si costruirono a tutto spessore, con conci di pietra appositamente preparati, senza ricorrere all'uso della malta (vedi *Elementi di geometria descrittiva*, pag. 205), ed il collegamento dei vari elementi veniva assicurato con arpesi di ferro e saldatura di piombo fuso. Per costruire le pile dei ponti si ricorse dapprima all'espediente di far deviare le acque dei fiumi, per permettere di fondare all'asciutto; in seguito, però, si utilizzarono le palificate di costipamento del fondo dell'alveo, adoperando dei grossi pali. Per ripartire il peso del ponte su una estesa superficie, evitando di dover raggiungere delle grandi profondità nelle fondazioni, i Romani assegnarono una grande sezione alle pile, cosicchè si finì col ridurre la sezione utile del corso d'acqua, creando forti rigurgiti delle acque in piena, che spesso causarono la rovina di questi ponti.

Fra le altre opere d'arte stradali romane occorre ricordare i muri di sostegno delle terre. Questi furono diligentemente costruiti, dotati di vespai e feritoie per facilitare lo scolo delle acque, e talvolta muniti di contrafforti interni od esterni, oppure di archi multipli per accrescere le loro condizioni statiche.

Le strade nel medioevo. — Con la caduta dell'Impero Romano di Occidente e sotto la dominazione dei barbari, le strade perdettero la loro funzione, perchè non solo vennero a mancare i traffici fra i vari nuclei etnico-politici in formazione, divisi e separati da Roma, ma anche perchè si operò la frattura fra la campagna e la città. Esse allora decaddero, riducendosi in misere condizioni, mentre nella campagna si veniva formando quel tipo di economia chiusa, la quale sarà caratteristica del periodo feudale col nome di *economia curtense*. Ad accelerare e ad aggravare tale processo di frattura fra città e contado e fra regione e regione contribuirono le continue lotte che si svolsero in Europa e, soprattutto, le prepotenze dei feudatari, esigenti diritti di pedaggio sui confini e sulle vie (*rotatica*, *pulveratica*), sui ponti (*pontatica*), oltre ai dazi in danaro ed in natura sui mercati e sugli ingressi in città e nei porti, senza contare poi le due gravosissime consuetudini del « diritto di naufragio » e del « diritto di albinaggio ». Si isterilì allora il commercio e si aggravò, di conseguenza, lo stato di abbandono della rete stradale romana, rimanendo frustrati i tentativi di Imperatori e della Chiesa, i quali invano cercavano di ridonar vita ad un organo ormai privo di base per la sua funzione.

Col decadere della vita feudale, man mano che per l'attività dei suoi abitanti il *borgo* riacquista la sua importanza e si riattivano i mercati, riallacciando la campagna alla città ridivenuta centro di produzione grazie all'operosità dei suoi artigiani, i commerci riprendono sempre più vivi ed intensi. Tale processo di *rinascita* culmina nelle formazioni dei liberi Comuni, che segna il trionfo del *borgo* e l'affermazione vittoriosa della *nuova classe borghese*, intelligente ed attiva.

Parallelamente allo svolgersi di tale processo, le strade riassumono la loro funzione e risorgono gradualmente dal loro stato di abbandono. Per questa gradualità il tracciato stradale cominciò dapprima col soddisfare a modestissime esigenze locali, per cui si abbandonò il tracciato rettilineo, dovendosi allacciare i diversi centri popolosi, talvolta disposti sulle opposte sponde di uno stesso corso d'acqua. Si crearono così delle curve di piccolo raggio anche in zone pianeggianti, si superarono i limiti delle pendenze compatibili con la trazione animale, si accrebbero le opere d'arte ed in ispecie i ponti. In quest'inizio però la mancanza di una buona manutenzione stradale, e di una massicciata robusta e ben costruita determinarono un'incostanza di larghezza stradale.

Quando nel 1100 ÷ 1300 nelle città sorsero i magnifici palazzi di stile gotico, si manifestò un risveglio anche nell'arte di costruire i ponti ed i viadotti, e si utilizzò pure l'arco a sesto ribassato che permise di costruire ponti di notevole luce (il ponte di Trezzo ad un solo arco di m. 72 di corda, costruito fra il 1370 ed il 1378, ci offre tutt'oggi un esempio di grande arditezza). Mediante poi l'uso delle ture e delle paratie si poterono spingere le fondazioni delle pile dei ponti a maggiori profondità, cosicchè dette pile ebbero una sezione più ristretta, avvantaggiandosene la luce del ponte per il miglior deflusso delle acque di piena. Per buona parte del Medio Evo i veicoli erano rimasti rozzi e rudimentali, come nel periodo romano, e furono poco utilizzati per il trasporto di persone, ma migliorarono alquanto nella loro funzione meccanica quando Leonardo da Vinci formulò, sia pure grossolanamente, le leggi sull'attrito volvente in relazione al diametro delle ruote e dell'asse del veicolo.

Le strade nell'età moderna. — Il letargo della viabilità terrestre si può ben dire duri circa 1400 anni, poichè un risveglio vero e radicale si ha all'inizio del secolo XVII, quando nella prima metà di questo secolo si costruirono i primi nuovi tipi di carrozze, che si moltiplicarono all'inizio del secolo XVIII. Di conseguenza nacquero i regolamenti sulla viabilità stradale, si migliorò la

manutenzione delle strade e si attuarono i primi servizi postali. Nell'anno 1716 venne creato in Francia il *Corpo degli Ingegneri di ponti e strade* e nello stesso secolo XVIII per opera degli Ingegneri Trésaguet, Mac-Adam e Telford si ebbe uno sviluppo considerevole delle strade secondo criteri nuovi nella scelta dei tracciati e nella riforma della viabilità. Nel secolo XIX con l'affermarsi e lo svilupparsi dell'industria, grazie alle invenzioni delle macchine, anche i traffici terrestri ed in special modo quelli marittimi e fluviali, ricevettero grande impulso.

Nel 1807 apparvero i primi battelli a vapore e nel 1825 Giorgio Stephenson inaugurò in Inghilterra la prima ferrovia a trazione meccanica, cosicchè negli anni successivi si cominciarono a sviluppare i traffici per via fluviale e ferroviaria. Cominciarono così a diminuire i trasporti a grandi distanze sulle strade ordinarie e queste, di conseguenza, rimasero alquanto neglette per un lungo periodo di tempo.

Ma sul finire del secolo XIX ecco apparire l'automobile, che ben presto si affermò vittoriosamente nel campo dei trasporti per le sue caratteristiche di mezzo comodo e veloce, cosicchè, con lo sviluppo automobilistico che si ebbe durante la Grande Guerra e che assunse un ritmo ancora maggiore nel dopoguerra, si manifestò subito la necessità di migliorare la sovrastruttura stradale, costituita da semplice inghiaiata, di modificare alcune caratteristiche dell'asse, di accrescere i raggi di curvatura e di diminuire le pendenze. Furono costruite le massicciate in calcestruzzo di cemento, fu rivestita la superficie di asfalto o di altri materiali e ritrovati moderni. Occorre qui ricordare la grande opera di miglioramento stradale intrapresa sin dal 1900 dalla nostra «*Consociazione Turistica Italiana*».

Dopo la Grande Guerra, proclamata dai tecnici la *guerra della polvere*, si è venuta formando una chiara coscienza dell'assillante carattere del problema stradale. Con legge 17 maggio 1928, fu creata la nuova Azienda Autonoma Strade Statali (A.A. S.S.), col compito di assumere la gestione tecnica delle più importanti strade d'Italia. Oggi il lavoro dell'A.A. S.S. prosegue senza sosta, con l'aiuto delle province e dei comuni, illuminato e sospinto in una nobile gara dall'antica tradizione romana. Il nostro patrimonio stradale creato dallo sforzo grandioso del Governo Italiano, è senza dubbio uno dei primi del mondo e dovrà raggiungere ben presto uno sviluppo di Km. 25.000 di strade sistemate ed asfaltate. Nelle strade più importanti, l'asse viene oggi perfezionato in corrispondenza delle curve e dei cambiamenti di livelletta, e, per assecondare le forti velocità meccaniche, che producono notevoli forze centrifughe nelle voltate, s'intercalano speciali curve di raccordo (a raggio di curvatura gradualmente variabile) fra i rettifili e le comuni curve di raccordo di questi. Inoltre la piattaforma stradale viene convenientemente rialzata verso l'esterno

in corrispondenza delle curve, mentre, per ovviare agli inconvenienti che avvengono fra due rettifili di diversa pendenza per effetto delle forti velocità, vi si intercala un rettifilo generalmente parabolico.

In questi ultimi anni, poi, si sono costruite delle ottime *autostrade* e *camionabili* con criteri prettamente italiani, che si impongono all'ammirazione dello straniero.

Classificazione delle strade. — Per *strada* s'intende una striscia di terreno ben consolidata da un complesso di opere, su cui si esercita il traffico con veicoli a trazione animale o meccanica, per il trasporto di merci o di persone da una località ad un'altra più o meno lontana.

Le strade si distinguono in *ordinarie*, *automobilistiche*, *ferrate* (*ferrovie*, *tramvie*) e *pedonali*.

Dal punto di vista amministrativo, la vecchia legge del 1865 classificava le strade ordinarie in: *nazionali*, *provinciali*, *comunali* e *vicinali*. La legge n. 2506, del 15-11-1923, divide le strade pubbliche (eccezione fatta per le vicinali) nelle seguenti cinque classi.

I Classe: *rete principale di viabilità del Regno con i suoi principali allacciamenti alle reti viabili degli stati confinanti;*

II Classe: *strade che in generale uniscono direttamente il capoluogo di una provincia con i capoluoghi delle province limitrofe oppure coi capoluoghi dei circondari o coi vicini porti marittimi, lacuali e fluviali, ovvero coi valichi alpini od appenninici importanti;*

III Classe: *strade che, formando una rete organica con quelle delle prime due classi, allacciano direttamente o indirettamente i capoluoghi dei comuni di una provincia con i rispettivi capoluoghi di mandamento e di circondario;*

IV Classe: *strade, non comprese nelle precedenti classi, che allacciano il maggior centro di un comune, coi maggiori centri dei comuni contigui oppure con le sue frazioni, con la chiesa parrocchiale, col cimitero, con la prossima stazione ferroviaria, tramviaria, o con un porto marittimo, lacuale o fluviale. Appartengono a questa classe pure le strade che allacciano le principali frazioni di un comune e quelle che sono nell'interno dei luoghi abitati e non costituiscono traverse di strade delle prime tre classi;*

V Classe: *strade militari aperte al pubblico transito.*

Le strade nazionali corrispondono alla prima classe, mentre le provinciali, più o meno importanti, corrispondono alla seconda ed alla terza classe e le comunali alla quarta.

La classificazione viene fatta dallo Stato a mezzo di Decreto Ministeriale, e la spesa di manutenzione viene ripartita, secondo la vigente Legge ed in relazione alla classe, fra lo Stato, la Provincia, i Comuni e l'Amministrazione militare.

SUDDIVISIONE DELLO STUDIO DELLE STRADE E DEI MANUFATTI STRADALI:

Lo studio della PARTE I lo suddivideremo in:

a) STRADE ORDINARIE E FERRATE;
b) MANUFATTI STRADALI E FERROVIARI.

La *Parte I a*) comprenderà le seguenti sezioni:

1) **Determinazione degli elementi di un tracciato stradale;**
2) **Studio di un progetto di strada ordinaria;**
3) **Esecuzione dei lavori.**

La *Parte I b*) comprenderà le seguenti sezioni:

1) **Fondazioni delle opere d'arte;**
2) **Spinta delle terre e muri di sostegno;**
3) **Gallerie;**
4) **Ponti stradali e ferroviari.**

PARTE PRIMA

a) STRADE ORDINARIE E FERRATE

1) DETERMINAZIONE DEGLI ELEMENTI DI UN TRACCIATO STRADALE

Nozioni preliminari. Conformazione del corpo stradale. — Nelle strade si distinguono due parti fondamentali e cioè il *corpo* o *sede stradale* e la *sovrastruttura*. *Il corpo stradale* è costituito da un complesso di opere in terra e in muratura che sono necessarie per sostenere la soprastruttura e per assicurare lo svolgimento della via attraverso le accidentalità e gli ostacoli naturali del terreno. La soprastruttura è costituita essenzialmente dalla *pavimentazione*. Si hanno due tipi principali di soprastruttura: la soprastruttura per strada ordinaria, costituita generalmente dalla *fondazione* e dalla *pavimentazione* (rappresentate in sezione verticale *A B C D*, vedi fig. 1), e la soprastruttura per strada ferrata costituita (vedi fig. 2) dalla *massicciata a*, e dall'armamento *b* di rotaie in ferro collegate alle traversine.

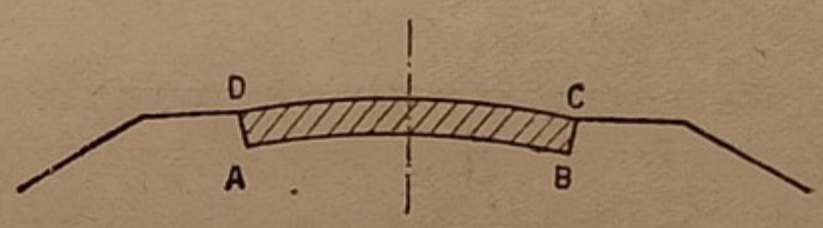


Fig. 1.

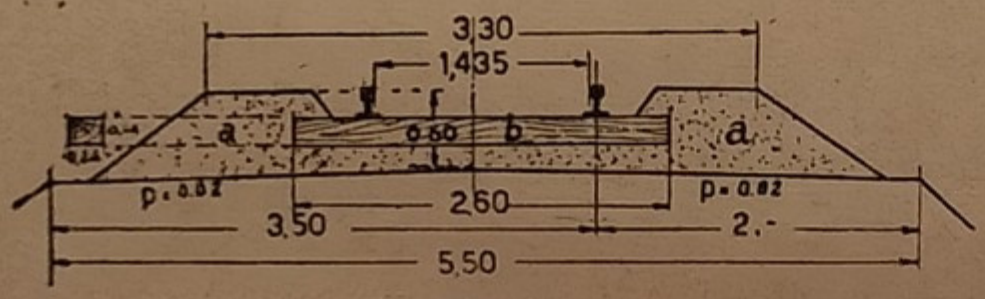


Fig. 2.

Chiamasi *asse stradale* il luogo geometrico dei punti medi destinati al transito. Esso può essere *orizzontale* od *inclinato*. Se è orizzontale, è formato da segmenti di retta orizzontali, raccordati da curve generalmente circolari; se è inclinato, è formato di segmenti di retta inclinati, raccordati da archi di elica.

Chiamasi *livelletta* un tratto di asse stradale a pendenza costante.

La pendenza di una livelletta stradale è espressa dal valore della tangente trigonometrica dell'angolo α d'inclinazione sull'orizzonte della livelletta stessa (vedi fig. 3).

La lunghezza reale l_1 di una livelletta $A\,B$ si può esprimere in funzione della sua proiezione orizzontale l (*lunghezza convenzionale*), essendo:

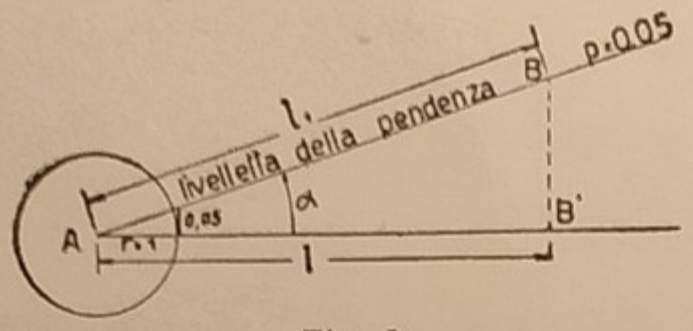


Fig. 3.

$$l_1 = \frac{l}{\cos\alpha} = l \cdot \sqrt{1 + \mathrm{tg}^2\,\alpha}\ (*) = l \cdot \sqrt{1 + p^2}$$

L'asse di una strada si rappresenta a mezzo della sua proiezione orizzontale e del suo sviluppo su un piano verticale della superficie cilindrica a generatrici verticali, che ha per direttrice la proiezione orizzontale dell'asse stesso. Questa superficie cilindrica interseca la superficie naturale del terreno (o meglio la *superficie topografica*, vedi fig. 4), secondo una linea che sviluppata sopra un unico piano (foglio da disegno) prende nome

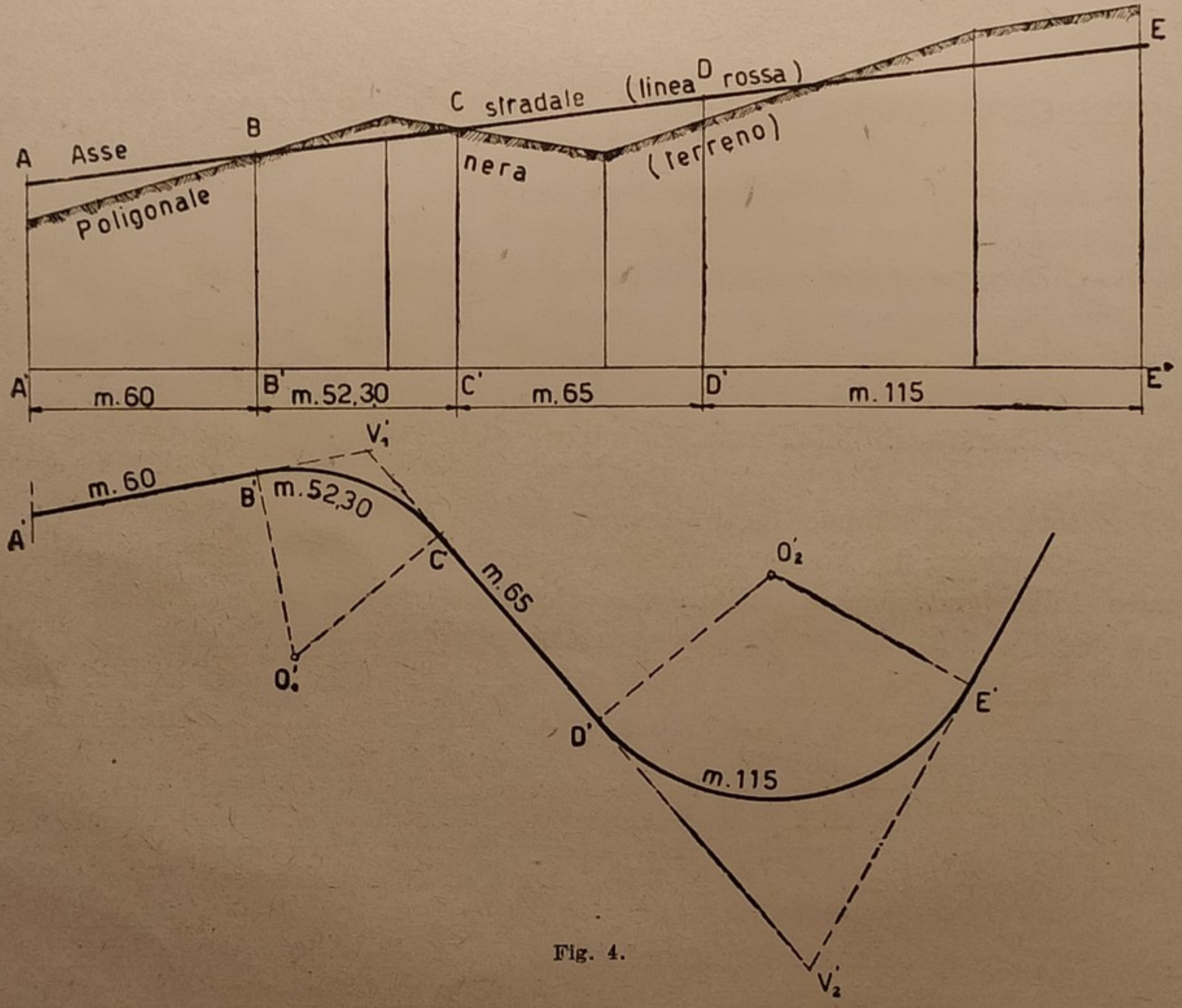


Fig. 4.

(*) Ricordare dalla trigonometria la formula di trasformazione: $\cos\alpha = \dfrac{1}{\sqrt{1 + \mathrm{tg}^2\,\alpha}}$.

di *profilo longitudinale del terreno*, oppure di *poligonale nera*, perchè nel disegno si usa rappresentarla in nero. Il piano di *formazione stradale* (cioè la superficie di separazione tra il corpo stradale e la soprastruttura) incontra la superficie cilindrica anzidetta secondo una linea chiamata *poligonale d'asse della strada* o *poligonale rossa*, essendo indicata in rosso nel disegno.

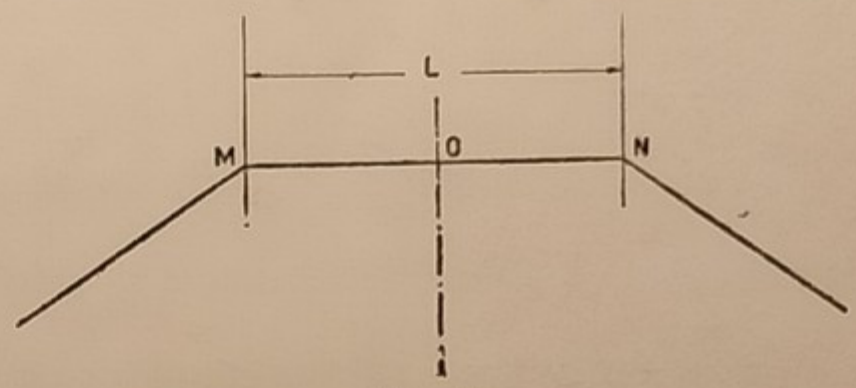


Fig. 5.

Il piano di *formazione stradale* M N (vedi fig. 5) viene generato da un segmento di lunghezza L, che è la *larghezza della strada*, immaginando che detto segmento si muova normalmente all'asse stradale, mantenendovisi a contatto col suo punto di mezzo O. I due punti estremi M e N del segmento L generano due linee chiamate *cigli della strada*.

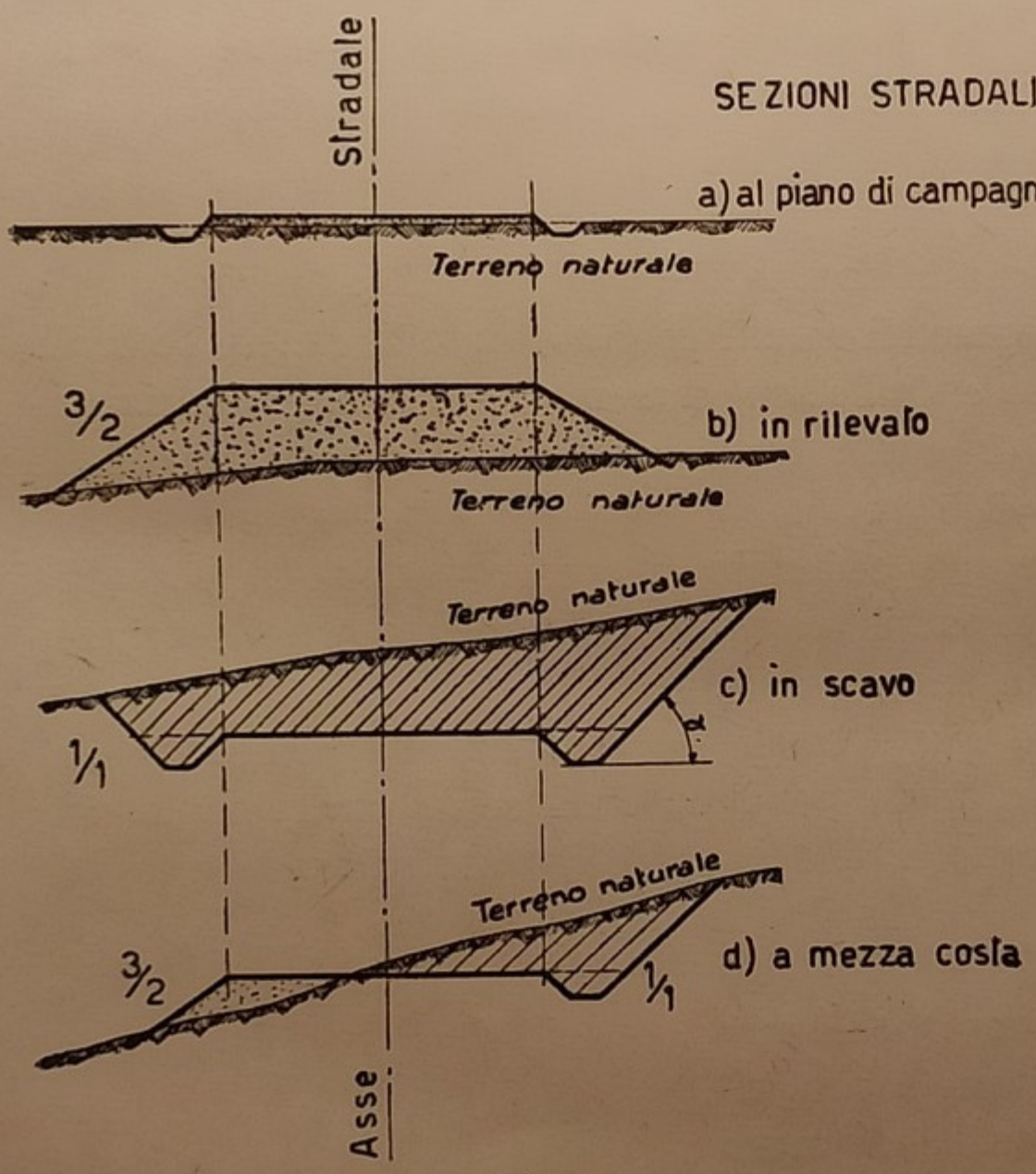


Fig. 6.

Per *sezione stradale* in un punto dell'asse stradale, intendiamo quella determinata dal piano perpendicolare all'asse stradale in quel punto. A seconda che il piano di formazione sia a livello del piano di campagna (o quasi), oppure sia tutto al disopra o tutto al disotto di questo, od infine, sia parte al disopra e parte al disotto del piano di campagna, la sezione stradale prende rispettivamente nome di sezione al *piano di campagna*, sezione *in rilevato* (*rinterro*, o *riporto*) sezione *in scavo* (*trincea* o *sterro*) e sezione *a mezza costa* (vedi fig. 6, *a*, *b*, *c*, *d*).

Chiamansi *scarpate* i raccordi della piattaforma stradale col terreno naturale. L'angolo α d'inclinazione sull'orizzonte della traccia MN di una scarpata (vedi fig. 7), fatta da un piano perpendicolare all'asse stradale, varia con la natura del terreno, col tipo di sezione e col grado di costipamento del terreno in rilevato.

Il valore della cotangente trigonometrica dell'angolo α d'inclinazione sull'orizzonte della traccia MN di una scarpata prende nome di *scarpa*, che indicheremo con s; per cui sarà:

$$s = \text{cotg } \alpha$$

Poichè la *pendenza* p della stessa traccia MN di scarpata è espressa da $tg\ \alpha$, cioè $p = tg\ \alpha$, avremo che la *scarpa* è il reciproco della *pendenza*, ossia $s = \frac{1}{p}$.

Nei terreni di consistenza ordinaria, come lo sono la terra vegetale, le argille sabbiose e le rocce decomposte, se la strada è in rilevato, il valore della scarpa si assume generalmente uguale a 3/2, mentre se la strada è in trincea, si assume un po' minore e cioè eguale a 1/1, tenendo presente che le scarpe della trincea conservano la *naturale coesione* del terreno, mentre questa è piccolissima, e perciò trascurabile, nelle scarpe dei rilevati.

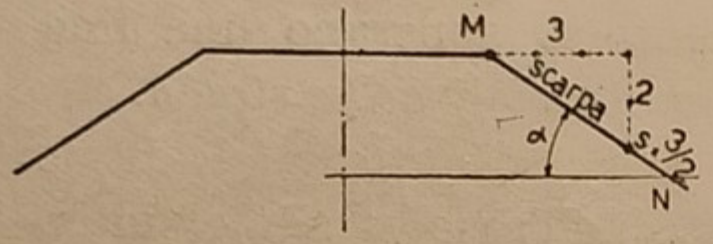


Fig. 7.

Si può agevolmente disegnare una scarpa relativa ad un punto M, per esempio la scarpa del 3/2 (vedi fig. 7), riportando secondo l'orizzontale per M, tre segmenti eguali (per esempio 3 cm.) e secondo la verticale tracciata verso il basso e dall'altro estremo del segmento orizzontale stesso, due segmenti eguali (2 cm.); (oppure cm. 1,5 in orizzontale e cm. 1 in verticale, essendo $3/2 = 1{,}5/1$).

Se il terreno di riporto è alquanto cedevole, si possono adottare le scarpe del 2/1, 2,5/1, 3/1. Nei terreni compatti, scavabili col piccone e nelle trincee di roccia tenera si può assegnare la scarpa dell'1/2, 1/4, 1/5, 1/10. Se si tratta di roccia consistente lo scavo può avere anche la scarpata verticale.

Quando il terreno naturale ha forte pendenza nel senso trasversale alla strada, oppure esso è di natura franosa, la scarpata libera risulterebbe di per se stessa o troppo lunga o instabile. Si dovrà allora costruire un adatto muro di sostegno capace di sopportare il peso della sovrastruttura stradale e dei carichi che vi transitano sopra, riducendo la lunghezza della scarpata. Se il muro di sostegno deve limitare più o meno l'*ampiezza di occupazione della strada in rilevato* (vedi fig. 8),

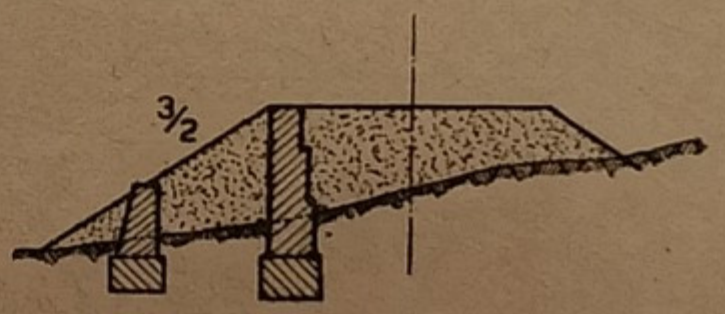


Fig. 8.

per decidere quale sia la soluzione più economica, si dovranno tenere presenti il *costo dell'espropriazione del terreno*, il *costo del movimento di terra*, e *quello della costruzione del muro di sostegno. La soluzione più economica sarà quella che rende minima la somma dei tre costi suddetti.*

Lateralmente alla strada, nei tratti a livello del piano di campagna, e nelle trincee (vedi figg. 6 *a* e *c*) occorre costruire i *fossetti di scolo* delle acque piovane. Un fossetto di scolo si dovrà pure costruire nella parte dei tratti a mezza costa (vedi fig. 6 *d*) e in trincea aperta. Invece, in generale, non occorrono fossetti nei tratti in rilevato, a meno che il terreno naturale non sia fortemente inclinato nel senso trasversale, nel qual caso si dovrà provvedere a raccogliere il ristagno d'acqua lungo il piede più alto del rilevato, costruendovi un fossetto di scolo. La sezione dei fossetti varia in funzione della massima portata d'acqua, in corrispondenza delle singole sezioni stradali. In generale, per le sezioni in trincea od a mezza costa, la sezione dei fossetti è trapezia con larghezza di fondo di m. 0,20 ÷ 0,50, altezza m. 0,40 ÷ 0,50 e scarpe inclinate di 1/1 ($\alpha = 45°$). La pendenza del fondo può farsi uguale o maggiore a quella della strada; ma nel caso che la pendenza di questa sia forte, il fondo dei fossetti viene sistemato a gradini, per evitare che un'eccessiva velocità dell'acqua nei fossetti possa corrodere il fondo.

La larghezza della piattaforma delle strade ordinarie dipende dalla importanza della strada: in ogni caso essa non deve essere minore di m. 4, onde permettere il transito a due veicoli diretti in senso opposto. La piattaforma stradale comprende la *carreggiata* destinata al transito dei veicoli, ed una o due *banchine* (o marciapiedi) laterali riservate al transito dei pedoni. Chiamando con L la larghezza totale tra i cigli della strada e con l la larghezza della carreggiata, possono fissarsi i seguenti valori per le *strade esterne agli abitati*:

	Larghezza da ciglio a ciglio $L =$	Larghezza della carreggiata $l =$	Larghezza di ogni banchina	*Osservazioni*
Strade comuni secondo il tipo e le necessità locali	m. 5 —	m. 4 —	m. 0,50	*Strade di piccola importanza* (comunali)
	m. 5,50	m. 4,50	m. 0,50	
	m. 6 —	m. 4,80	m. 0,60	*Strade di media importanza* (comunali e provinciali)
	m. 7 —	m. 5,20	m. 0,90	
	m. 8 —	m. 5,50	m. 1,25	
Strade di grande traffico	m. 10 —	m. 7,50	m. 1,25	*Strade di grande importanza* (provinciali e statali)
	m. 11 —	m. 7,70	m. 1,65	
	m. 12 —	m. 8 —	m. 2 —	*Strade speciali e riservate ai soli autoveicoli* (autostrade)
	m. 14 —	m. 10 —	m. 2 —	

Trazione sulle strade ordinarie. Pendenze e curve. — Date le dimensioni del *veicolo tipo* che dovrà percorrere la strada, si potrà dedurre la *larghezza della carreggiata* che dipende dalla larghezza del veicolo;

il minimo raggio ammissibile dell'asse stradale, che dipende dall'interasse del veicolo e dalla sua lunghezza;

il tipo di pavimentazione da utilizzarsi, che dipende dal carico e dalla velocità del veicolo;

la pendenza massima ammissibile per la strada, che dipende dal peso e dalla resistenza al moto del veicolo.

L'intensità dello sforzo di trazione T che deve esercitare un animale per muovere un veicolo carico su strada ordinaria, è misurata dalla somma delle resistenze che si oppongono al movimento. Queste resistenze sono dovute agli *attriti interni* (propri del veicolo), all'*attrito volvente* che si sviluppa alla periferia delle ruote e che dipende dalla costituzione del piano stradale, alla *pressione dell'aria* (da tenersi solo in considerazione se il veicolo è veloce), alla *resistenza* della strada *in pendenza* (che sarà positiva o negativa a seconda che la strada salga o discenda). Se la strada è *orizzontale e rettilinea*, le prime due resistenze, e cioè quelle dovute agli attriti interni e all'attrito volvente, si conglobano in una sola resistenza T, che praticamente si ritiene proporzionale al peso lordo P del veicolo trainato, e cioè:

$$T = f \,.\, P,$$

indicando con f un coefficiente sperimentale, detto *coefficiente di resistenza alla trazione*. Detto coefficiente è ottenuto con i *dinamometri registratori* che misurano lo sforzo medio sviluppato dal motore per trascinare il veicolo su strada di determinata costituzione e stato di manutenzione. I coefficienti f vengono espressi in per mille, cioè in *chilogrammi per tonnellata di peso complessivo P de veicolo.*

Il quoziente $\frac{f}{1000}$ dicesi *coefficiente d'attrito*. Ecco alcuni valori di f:

	$f =$	$\frac{f}{1000} =$
STRADE IN GHIAIA:		
Massicciata inghiaiata di fresco e non cilindrata	100 Kg.	0,1
Massicciata fangosa	50 Kg.	0,050
Massicciata asciutta, buona	33 Kg.	0,033
STRADE PAVIMENTATE:		
In pietra — cattive	40 Kg.	0,040
In pietra — buone	20 Kg.	0,020
In legno	13 Kg.	0,013
In calcestruzzo armato	12,5 Kg.	0,0125
In asfalto o catrame	10 Kg.	0,01

Si osservi che il coefficiente di resistenza diminuisce se la carreggiata è bagnata, ma allora diminuisce pure l'aderenza necessaria alla traslazione del veicolo.

Se il movimento del veicolo di peso lordo P deve effettuarsi su un tratto di strada inclinato di α gradi sull'orizzonte, il peso P (vedi fig. 9) darà luogo a due componenti, di cui la $P\ cos\ \alpha$ è normale alla strada e la $P\ sen\ \alpha$ è parallela alla strada. Se Q è il peso dell'animale motore, questi per muovere se stesso ed il veicolo dovrà esercitare in salita uno sforzo di trazione T (vedi fig. 9) dato da:

$$T = f\ P\ cos\ \alpha + P\ sen\ \alpha + Q\ sen\ \alpha \quad (1).$$

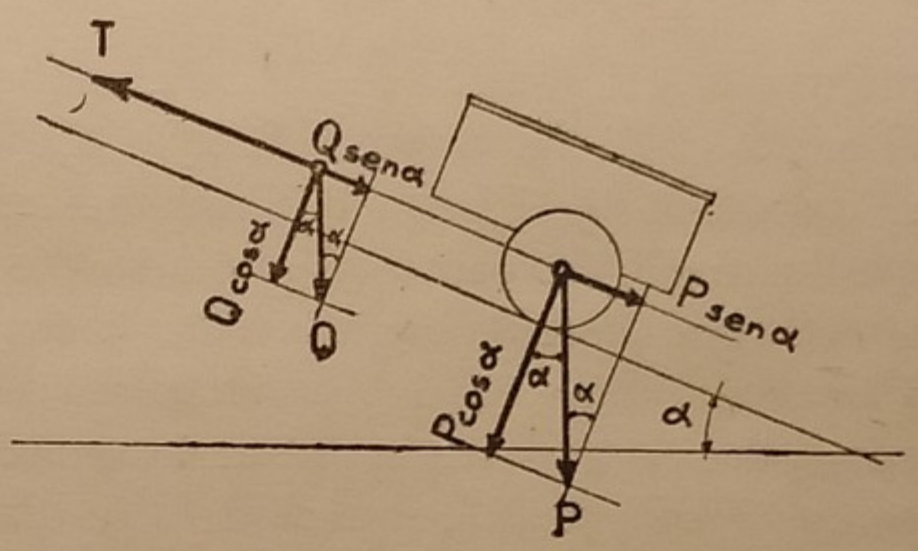


Fig. 9.

Poichè sulle strade ordinarie l'angolo α assume valori molto piccoli, ricordando dalla trigonometria che per α *piccolissimo* si ha prossimamente: $\cos \alpha = 1$ e $\text{sen}\ \alpha = \text{tg}\ \alpha$; ponendo $\text{tg}\ \alpha = \frac{p}{100}$, essendo p un numero intero (esprimiamo la pendenza in %), poichè il coefficiente f è espresso in Kg. per tonnellata di carico, dovremo introdurre il peso P del veicolo e il peso Q dell'animale motore in tonnellate. Perciò l'equazione (1), con sufficiente approssimazione, diventa:

$$T = f \cdot P + (P + Q) \cdot 10 \cdot p, \qquad (2)$$

che ci dà il *minimo sforzo di trazione in salita necessario per equilibrare la somma delle resistenze che si oppongono al moto.*

Risolvendo questa equazione rispetto a P, avremo:

$$P = \frac{T - Q \cdot 10\ p}{f + 10\ p} \qquad (3)$$

che esprime il valore del *massimo carico da trainarsi su una strada in salita con uno sforzo T di trazione*, conoscendo il peso dell'animale motore, la pendenza della strada e il coefficiente di resistenza alla trazione.

Risolvendo l'equazione (2) rispetto a p, avremo:

$$p = \frac{T - f \cdot P}{10\ (P + Q)} \qquad (4)$$

che esprime la *pendenza massima da assegnarsi ad una strada su cui si deve esercitare uno sforzo di trazione T per trainare un veicolo di noto peso.*

Poichè lo sforzo medio di trazione al passo, durante la giornata lavorativa, può ritenersi di circa Kg. 60 ÷ 80 (equivalente ad 1/5 del peso di un cavallo che è di Kg. 300 ÷ 400), considerando una strada ordinaria con inghiaiatura buona ($f = 33$ Kg.) della pendenza del 3 % ($p = 3$), su cui debba muoversi un veicolo del peso $P = t\,1$, trainato da un cavallo del peso $Q = t\,0{,}3$, il minimo sforzo T di trazione (vedi equazione 2) sarà dato da:

$$T = 33 \times 1 + (1 + 0{,}3) \cdot 10 \cdot 3 = 33 + 39 = \text{Kg. } 72,$$

mentre in orizzontale lo sforzo sarebbe di Kg. 33, cioè circa la metà di quello in salita del 3 %. Si vede dunque che con una sola tonnellata di carico su una salita del 3 % si esige dall'animale già uno sforzo di trazione equivalente a quello medio al passo (Kg. 60 ÷ 80).

Se *non si vuole affaticare l'animale od obbligarlo a passare dal trotto al passo, i tratti in salita del* 3 % *dovranno essere piuttosto brevi.* Con l'aumentare della pendenza della strada la prestazione dell'animale motore diminuisce rapidamente, come si scorge dall'equazione (3). Ponendo in quest'equazione $T = 60$ Kg. $Q = t\,0{,}3$ $p = 15$ (15 %), $f = 33$ Kg. avremo:

$$P = \frac{60 - 0{,}3 \times 10 \times 15}{33 + 10 \times 15} = \sim t\,0{,}08 = \sim \text{Kg. } 80,$$

cioè per forti pendenze (come quella del 15 %) il carico utile P riesce molto piccolo.

Se la strada è in discesa l'equazione (2) diventa:

$$T = f \cdot P - (P + Q) \cdot 10 \cdot p\ . \qquad (5)$$

Se la pendenza della strada aumenta sino a che il 2° membro della (5) diventi nullo o negativo, cioè quando sia $f \cdot P \leqslant (P + Q) \cdot 10 \cdot p$, allora essendo $T \leqslant 0$, il veicolo dovrà essere trattenuto dall'animale motore per fare equilibrio all'acceleramento che tende a prodursi nel movimento di discesa. In tal caso, con sollievo e sicurezza dell'animale (che potrebbe rovinarsi) e del trasporto, è meglio ricorrere all'uso dei freni.

Osservando che nelle discese l'animale è tratto dal proprio istinto a sviluppare una sufficiente resistenza per sostenersi, la componente $Q\ sen\ \alpha$, o meglio il termine $10 \cdot Q \cdot p$ (dell'equazione 5) può considerarsi nullo. L'equazione (5), nel caso di $T = 0$, cioè quando il motore non eserciti sforzo in discesa, diventa:

$$f\,P - P \cdot 10 \cdot p = 0$$

da cui si ricava:

$$f = 10 \cdot p \qquad (6)$$

od anche:

$$\frac{f}{1000} = \frac{p}{100} = \text{tg}\ \alpha\ . \qquad (7)$$

L'equazione (7) ci dice: Nelle strade ordinarie la *pendenza limite*, con la quale il motore in discesa non ha da esercitare alcuno sforzo e non occorre l'uso dei freni, è quella il cui valore eguaglia il coefficiente d'attrito (f/1000) della rispettiva carreggiata. Poichè la tabella a pagina 14 fornisce: $f = 33 \div 50$ Kg., e cioè un *coefficiente d'attrito* $f/1000 = 0{,}033 \div 0{,}050$, per le *strade ordinarie inghiaiate*, più o meno in buono stato, col trasporto al passo, il limite di pendenza percorribile in discesa senza l'uso dei freni (detta *pendenza di frenamento*), sarà compresa fra 0,033 e 0,05, cioè fra circa il 3,5 % ed il 5 %.

Dopo queste considerazioni possiamo stabilire quanto segue:

Affinchè nelle discese coll'andatura al passo non si debba far uso dei freni, e nelle salite l'animale possa trainare un peso conveniente senza essere obbligato a sottoporsi ad un eccessivo sforzo di trazione, cioè maggiore di quello che dovrebbe compiere ad un'andatura ordinaria, il limite massimo di pendenza per le strade principali si potrà stabilire in ragione del 2 % in pianura e del 4 % in montagna, mentre per le strade d'importanza minore sarà del 3 % in pianura e del 6 % in montagna. Infine, per le strade di secondaria importanza, in cui il traffico è minore e le esigenze dell'economia dei trasporti non devono aggravare eccessivamente il costo di costruzione della strada, il limite massimo di pendenza si terrà del 5 % in pianura e del 7 % e talvolta anche del 9 % (solo per i piccoli tratti) in montagna.

I tratti di strada a forte pendenza non devono risultare molto lunghi per non assoggettare il motore animale ad un grande e prolungato sforzo. Perciò, per l'economia del traffico, sarà conveniente interromperli, intercalandovi dei tratti a pendenza minore, oppure introducendo delle livellette alternativamente acclivi e declivi a pendenza di circa 0,005. I cambiamenti di pendenza dovranno farsi piuttosto nelle curve, per non diminuire il buon effetto dei rettifili.

Per gli autoveicoli che percorrono le strade in salita, se N è la potenza del motore in C.V. (*), η è il rendimento della trasmissione e v la velocità del veicolo in km/ora, lo sforzo F di trazione del motore in Kg. sarà espresso dalla relazione:

$$F = \frac{270 \cdot N \cdot \eta}{v} \quad (**) \qquad (1)$$

(*) C. V. = *cavallo vapore*, cioè l'unità di potenza, che per i paesi che hanno adottato il sistema metrico decimale vale 75 kgm/sec., corrispondente all'incirca alla potenza che può essere sviluppata da un robusto cavallo da traino.

(**) Potenza effettiva motore (in C. V.): $\eta \cdot N = \frac{F\,(\text{kg}) \cdot V\,(\text{m/sec.})}{75}$ (2), dove V rappresenta la velocità dell'autoveicolo in metri per minuto secondo. Poichè si può scrivere: $V(\text{m/sec.}) = 3600\ V(\text{m/ora}) = 3{,}6\ V(\text{km ora})$, ponendo: $3{,}6\ V(\text{km ora}) = v(\text{km ora})$, sostituendo nella (2) avremo: $\eta \cdot N = \frac{F(\text{kg}) \cdot 3{,}6 V(\text{km/ora})}{75 \times 3{,}6} = \frac{F(\text{Kg}) \cdot v(\text{km/ora})}{270}$, dalla quale si ricava la (1)

Se con P si rappresenta il *peso aderente* in Kg. e cioè quello gravitante sulle ruote motrici, con φ il *coefficiente d'aderenza*, dovrà necessariamente verificarsi: $F < P \cdot \varphi$.

Indicando con Q il peso in Kg. dell'autoveicolo, con L_i la parte della potenza del motore, in C.V., utilizzabile per vincere la resistenza della strada in salita, la massima pendenza p, espressa in per cento, che possono superare gli autoveicoli, è data dalla seguente relazione:

$$p = \frac{3,6 \times 75 \times 100 \times L_i}{Q \cdot v}$$

In generale le pendenze medie del 0,04 ÷ 0,05 risultano assai soddisfacenti, specialmente se sono ottenute con una razionale distribuzione delle livellette. Però le livellette dovranno essere raccordate, generalmente, con *curve paraboliche verticali* aventi un sufficiente sviluppo.

Curve. — I *veicoli* provvisti di *sterzo* possono facilmente svoltare anche in curve ristrette permettendo alle ruote di disporsi tangenzialmente alle curve.

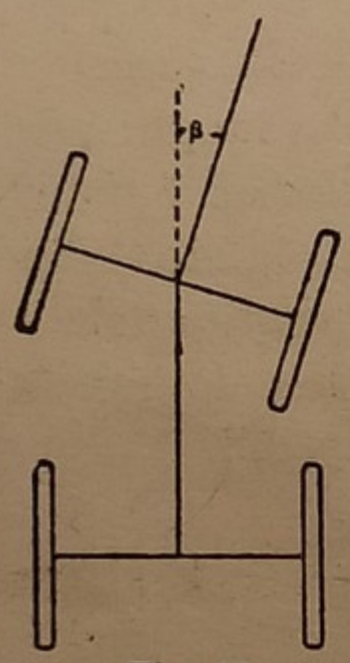


Fig. 10.

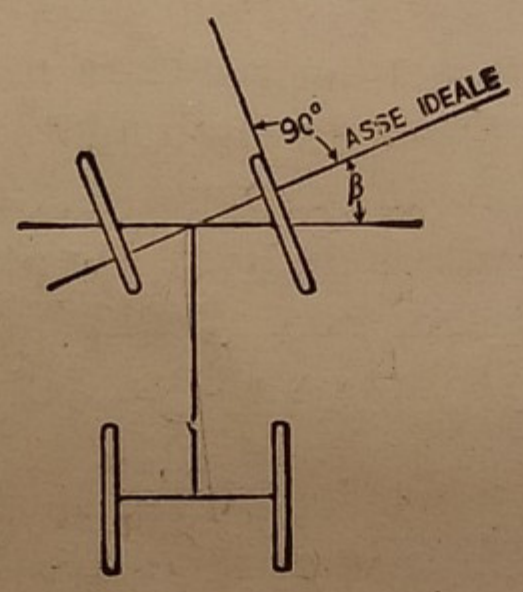


Fig. 11.

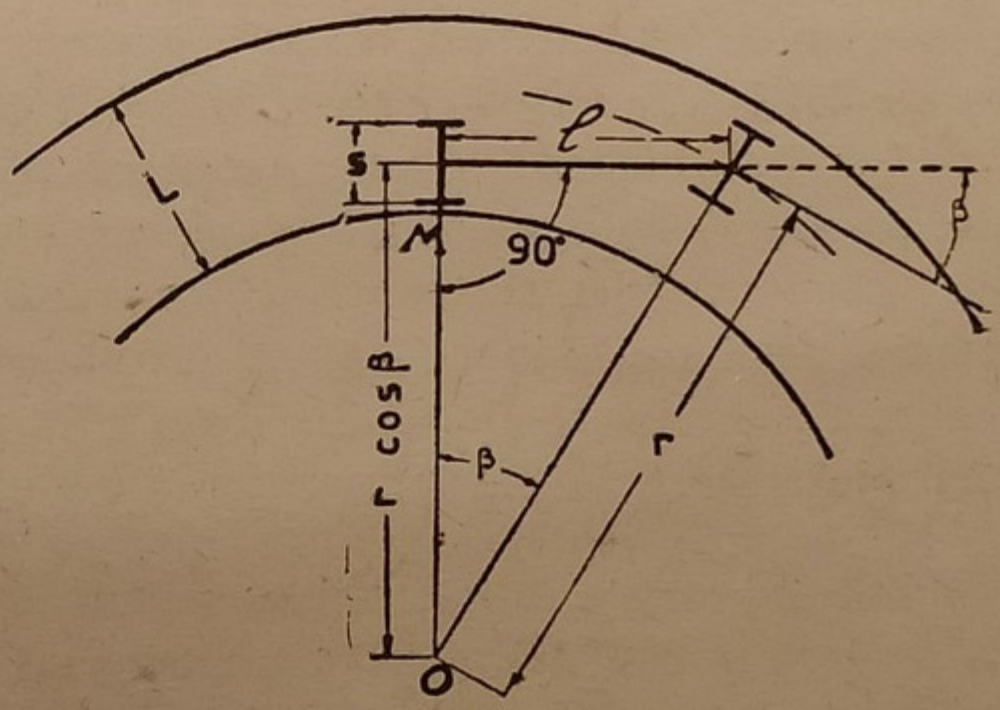


Fig. 12.

Nel caso dei carri a trazione animale l'angolo β di deviazione (vedi fig. 10), può raggiungere anche 90° circa.

Per le *automobili* l'angolo β è quello formato dall'asse anteriore delle ruote e dall'asse anteriore *ideale* che risulta perpendicolare al piano delle ruote spostate (vedi fig. 11), angolo che può raggiungere al massimo una trentina di gradi per necessità costruttive.

Consideriamo una curva di raggio piccolo, in modo che l'asse posteriore del veicolo sia costretto a percorrere la curva verso l'interno (vedi fig. 12) e quello anteriore verso l'esterno. Se L è la larghezza della curva, l l'interasse del veicolo ed s lo scartamento di questo, dalla figura si ricava: $r = l/\text{sen}\,\beta$ (1).

Se il veicolo è a trazione animale, potendo β assumere il valore di 90° per la (1) si avrebbe $r = l$, cioè sarebbe sufficiente una curva di raggio eguale all'interasse l del veicolo (che praticamente è di m. 4) aumentata di quel tanto per tener conto del posto occupato dal cavallo.

Per i veicoli automobili, ponendo nella (1) $\beta = 30°$, si ottiene $r = 2 \cdot l$. Considerando un grosso autoveicolo, per cui è $l =$ m. 4, si avrebbe $r =$ m. 8, quale minimo raggio della curva. *Ma in pratica alle curve strette generalmente non si dà meno di m. 10 di raggio, che pur tuttavia obbligano sempre a mantenere piccolissima la velocità del veicolo.* Nel caso di veicoli più lunghi di m. 4 si dovrà allargare sufficientemente la piattaforma stradale nelle curve.

Osservando la fig. 12 si ricava approssimativamente:

$$L = r + \frac{s}{2} - \overline{OM} .$$

Ma essendo $\overline{OM} = r \cos \cdot \beta - \frac{s}{2}$, sostituendo si ha:

$$L = r + \frac{s}{2} - r \cos \cdot \beta + \frac{s}{2} = r + s - r \cdot \cos \cdot \beta . \qquad (2)$$

Sostituendo in questa la (1) avremo:

$$L = \frac{l}{\text{sen} \cdot \beta} + s - \frac{l}{\text{sen} \cdot \beta} \cos \cdot \beta = \frac{l}{\text{sen} \cdot \beta} \cdot (1 - \cos \cdot \beta) + s. \qquad (3)$$

Per $\beta = 90°$, la (3) ci dà:

$$L = l + s. \qquad (4)$$

Ponendo nella (4) $l =$ m. 4, $s = 1{,}50$ si ha:

$L =$ m. 5,50, che è *la minima larghezza che si dovrebbe assegnare alle curve nel caso della trazione animale.*

Per $\beta = 30°$ la (3) ci dà:

$$L = \sim 0{,}27\ l + s$$

e ponendo in questa $l =$ m. 4, $s =$ m. 1,50, si ha:

$L = \sim$ m. 2,60 che è *la minima larghezza che si dovrebbe assegnare alle curve nel caso della trazione automobile, senza possibilità di scambio.*

Osservando però che in questo caso è $r = \frac{l}{\text{sen} \cdot 30°} = 2 \cdot l$, per cui se alla piattaforma stradale in curva si assegna pure una larghezza doppia cioè $2L =$ m. $2{,}60 \times 2 =$ m. 5,20, potranno circolarvi due automobili in senso opposto.

Per una larghezza stradale di soli m. 4, è opportuno assegnare alle curve un allargamento di m. 2, onde consentire il passaggio di carri più lunghi di m. 4. Invece per una larghezza stradale di m. 6 si assegnerà un allargamento minimo ΔL, espresso in metri, in funzione del raggio r della curva, assumendo $\Delta L = 0{,}50 + 14/r$ per $r \leqslant$ m. 35, e $\Delta L = 32/r$ per r compreso tra m. 35 e m. 100.

L'allargamento potrà estendersi a tutta la curva, effettuandolo possibilmente dalla parte esterna e con opportuni raccordi ai rettifili adiacenti, oppure ai soli 2/3 della parte centrale della curva.

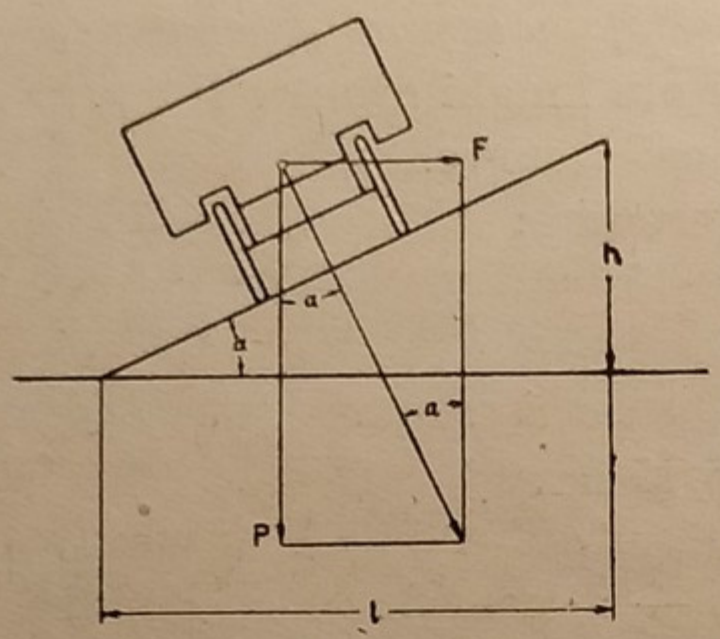


Fig. 13.

In riguardo ai *trasporti veloci* i raggi delle curve debbono essere sufficientemente grandi affinchè si possa modificare gradualmente la direzione del moto del veicolo senza diminuire la velocità ed evitare un eccessivo effetto della *forza centrifuga*, la quale, come sappiamo, *è direttamente proporzionale al quadrato della velocità ed è inversamente proporzionale al raggio della curva* (cioè $F = \frac{m\,v^2}{r}$, dove m rappresenta la massa del corpo in azione).

Pertanto nelle curve di piccolo raggio e con angolo al centro piuttosto grande, occorre equilibrare l'effetto della forza centrifuga sovralzando opportunamente verso l'esterno la piattaforma stradale. Se α è l'angolo d'inclinazione della piattaforma stradale larga l (vedi fig. 13) sarà: $\text{tg}\,\alpha = \frac{h}{l}$.

Se P è il peso del veicolo ed F la sua componente orizzontale, sarà: $F = P \cdot \text{tg}\,\alpha$.

Il centro di gravità del veicolo nella curva sarà sollecitato verso l'esterno dalla forza centrifuga diretta orizzontalmente, $\frac{mv^2}{r} = \frac{P \cdot v^2}{g \cdot r}$, essendo v la velocità del veicolo ed $m = \frac{P}{g}$, per la seconda legge della dinamica ($g =$ = m. 9,81/1″ valore medio dell'accelerazione della gravità). Per l'equilibrio, e nell'ipotesi di trascurare l'attrito delle ruote del veicolo nella direzione trasversale al moto, si dovrà avere:

$$\frac{P \cdot v^2}{g \cdot r} = P \cdot \text{tg}\alpha = P \cdot \frac{h}{l}\ ;$$

dalla quale si ricava:

$$\text{tg}\,\alpha = \frac{h}{l} = \frac{v^2}{gr}\ ,$$

che esprime il *sopralzo, in metri per metro, di sezione trasversale della strada in curva, necessario per equilibrare l'effetto della forza centrifuga.* Poichè in pratica si deve considerare anche l'effetto dell'attrito delle ruote sul piano stradale nella direzione trasversale al moto, se con f_1 indichiamo il coefficiente di questo attrito, praticamente sarà:

$\frac{h}{l} = \frac{v^2}{gr} - f_1$, che esprimerà il valore del sopralzo in metri per metro di sezione trasversale.

Per la sovrastruttura in macadam-bitumato si assumerà $f_1 = 0{,}40 \div 0{,}50$ (400 ÷ 500 Kg per tonnellata di carico) e per la sovrastruttura in calcestruzzo di cemento si assumerà $f_1 = 0{,}50 \div 0{,}60$ (500 ÷ 600 Kg. per tonnellata di carico).

In pratica, per le strade ordinarie a traffico misto, l'*inclinazione trasversale delle curve* sarà costante e si estenderà, come abbiamo detto per l'allargamento, a tutto lo sviluppo della curva o soltanto ai 2/3 centrali di questa. Detta inclinazione avrà un valore minimo di cm. 2 ÷ 3 per metro ed un valore massimo di cm. 8 ÷ 10 per metro, e si otterrà o elevando il ciglio esterno della carreggiata, od abbassando quello interno, oppure utilizzando i due sistemi, ma sempre con pendenze di cm. 2 ÷ 3 per metro.

Infine, in queste curve di strade a traffico misto sarà pure opportuno assegnare una *lunghezza delle visuali libere* λ, rimuovendo certi ostacoli come alberi, siepi, ecc. Se v è l'ordinaria velocità degli autoveicoli, in metri per secondo, praticamente si farà: $\lambda = 4\,v$.

Dopo quanto è stato detto sopra, si potranno assegnare i seguenti valori *minimi ai raggi* delle curve stradali ordinarie a traffico misto:

STRADE	IN PIANURA	IN MONTAGNA
Autostrade	r = m. 200	
Statali e provinciali importanti	r = m. 100	r = m. 30
Provinciali di minore importanza e comunali .	r = m. 50	r = m. 15
Comunali secondarie	r = m. 25	r = m. 10 (eccezionalmente m. 8 per una parte della curva)

Pendenze e curve per le autostrade. — Nelle autostrade, che sono quelle riservate al transito degli autoveicoli muniti di ruote a rivestimento elastico, la pendenza massima delle livellette è del 5 ÷ 6 % ed il raggio minimo delle curve è di m. 300. Il profilo trasversale delle curve delle autostrade ha una pendenza verso l'interno dell'1 ÷ 1,5 %, sicchè il lato esterno delle curve risulta leggermente sopraelevato per opporsi all'azione della forza centrifuga.

Cenni sulla trazione delle strade ferrate. Pendenze e curve. — Nelle ferrovie importanti svolgentisi in regioni pianeggianti, le pendenze sono sempre molto piccole e le accidentalità naturali del terreno, che imporerebbero nelle strade ordinarie l'adozione di pendenze massime, vengono in generale superate con la costruzione di opere d'arte come gallerie, viadotti, ecc., che, pertanto, mantengono pianeggiante lo sviluppo della linea. Deriva da ciò una spesa uniforme di esercizio lungo tutto il tracciato. Solo per le ferrovie secondarie e per le tramvie che non praticano il servizio merci, la linea può presentare qualche tratto a forte pendenza. Invece nello studio delle ferrovie che dovranno svolgersi in zone collinose o montane, acquista grande importanza il problema della determinazione della pendenza, tenendo presente che col crescere della pendenza diminuisce la lunghezza della linea e lo sviluppo delle relative opere d'arte, e perciò diminuisce il costo di costruzione, mentre aumenta la resistenza al moto dei treni, dando luogo a maggior consumo di energia elettrica o di carbone e all'aumento di altre spese di esercizio.

Per ogni tipo di linea e per determinate intensità di traffico esiste una conveniente pendenza dedotta attraverso studi ed esperienze. Affinchè una locomotiva possa trainare un convoglio, non è sufficiente che lo sforzo di trazione misurato alla periferia delle ruote motrici, sia eguale alla somma delle resistenze dovute agli attriti, all'aria e alla componente del peso secondo la direzione della via, ma occorre pure che lo sforzo di trazione non superi l'*aderenza* cioè la resistenza di attrito radente fra i cerchioni delle ruote e le rotaie, onde evitare lo slittamento.

Perciò nello studio della pendenza si tengono presenti i valori della *pendenza limite* rispettivamente per *veicoli in salita, fermi* e *in discesa* e relativamente al *coefficiente di aderenza massimo* 1/5 *e medio* 1/7.

Così si è potuto stabilire la *pendenza massima nelle ferrovie a piccolo traffico, in ragione del* 30 $^0/_{00}$, e quella delle *ferrovie a grande traffico in ragione del* 15 $^0/_{00}$ e *talvolta* del 12 $^0/_{00}$ (per esempio nella nuova *direttissima Bologna-Firenze* si sono adottate allo scoperto pendenze massime del 12 $^0/_{00}$ e nei tratti in galleria dell'8 $^0/_{00}$ eccezione fatta per la galleria dell'Appennino che ha la pendenza del 5,77 $^0/_{00}$) (*). Il limite massimo di pendenza può essere alquanto superato nella trazione elettrica, senza variare il peso massimo dei treni, poichè a parità di potenza si ha maggior aderenza e minor peso dei locomotori.

Per le tramvie, pel solo servizio viaggiatori a mezzo dell'unica automotrice avente tutti gli assi motori, la pendenza massima è del 100 $^0/_{00}$. Superando questa pendenza sarà consigliabile utilizzare la *ferrovia a dentiera e funicolare.*

Nelle stazioni la pendenza massima si assume del 2 ÷ 3 $^0/_{00}$ in corrispondenza del tratto compreso fra gli scambi estremi, questi esclusi. Le pendenze successive vengono raccordate con arco di raggio minimo di m. 3000, per i tratti lontani dalle stazioni, e con un raggio minimo di m. 2000 per i tratti vicini alle stazioni.

(*) Nelle gallerie molto lunghe, com'è la grande galleria dell'Appennino nella direttissima Bologna-Firenze (m. 18.507,38), la pendenza si tiene minore affinchè non si abbiano slittamenti per il minore coefficiente d'aderenza dovuto alla fanghiglia ed al vapore, allo stato vescicolare, che si depositano sulle rotaie.

Nei punti di contropendenza, con pendenza superiore al $5\,^0/_{00}$ e lunghezza di almeno m. 1000, devesi intercalare un raccordo con pendenza minore del $5\,^0/_{00}$ lungo possibilmente quanto un treno merci.

Infine, nei tratti di linea a forte pendenza è sempre opportuno che le pendenze siano distribuite razionalmente in maniera che la resistenza sia costante lungo i rettifili e le curve componenti la salita.

Curve. — Il raggio minimo R delle curve si può determinare teoricamente in funzione della massima velocità v del treno in m/1″ e della massima sopraelevazione h in metri della rotaia esterna del binario.

Se con s rappresentiamo lo scartamento in metri del binario in curva, sarà:

$$R = \frac{s \cdot v^2}{g \cdot h} \quad (g = \text{m. } 9{,}81/1'').$$

Le Ferrovie dello Stato hanno costruito una tabella che dà i raggi minimi delle curve in funzione delle velocità massime orarie dei treni ordinari e degli autotreni, e in funzione della sopraelevazione del binario in curva.

Per le curve delle *linee principali, in piena linea, in pianura* si adotta il *raggio minimo di m.* 800 (*), mentre per quelli *in montagna* il *raggio minimo è di m.* 500 ed eccezionalmente di m. 300.

Questi limiti di raggio delle curve non riguardano nè gli scambi, nè i binari secondari delle stazioni. È consentita una riduzione dei raggi in prossimità delle stazioni dove è minore la velocità dei treni. Per le curve delle *linee secondarie a scartamento normale, il raggio minimo delle curve in piena linea è di m. 200,* mentre presso le stazioni può ridursi a m. 150.

Se lo *scartamento è ridotto,* il *raggio minimo è di m. 100 in piena linea,* che può ridursi, in qualche caso, a soli m. 70 presso le stazioni. In ogni caso non si dovranno costruire successivamente una curva ed una controcurva senza intercalarvi un rettilineo di lunghezza eguale a quella massima dei convogli.

Norme generali per lo studio del tracciato di una strada. — I. STRADE ORDINARIE. GENERALITÀ. — Gli elementi fondamentali del progetto di una strada sono: i due punti estremi da unire e talvolta anche uno o più punti intermedi; la pendenza massima dei rettifili ed il raggio minimo delle curve di raccordo. I punti da unire possono riguardare due o più centri di attività agricola, industriale, ecc. oppure possono riflettere punti strategici in tempo di guerra (strade militari) per lo spostamento di truppa, carriaggi, autoblinde, ecc. Lo studio generale del tracciato deve farsi tenendo presente di conseguire la *massima economia* di spesa, compatibilmente alle esigenze del traffico della nuova strada, la *solidità* e la *durevolezza di questa*, i quali ultimi requisiti dovranno essere capaci di ridurre al minimo possibile le future spese di manutenzione della strada.

L'andamento planimetrico ed altimetrico del tracciato viene studiato in base a *considerazioni geometriche*, ed a *considerazioni d'ordine diverso*. Lo studio geometrico del tracciato stradale è compito della topografia: esso dovrà svol-

---

(*) Per esempio nella direttissima Bologna-Firenze vi sono curve di raggio non inferiore a m. 800 nel tratto Bologna-Castiglione di Pepoli ed a m. 600 nel tratto seguente.

gersi su un terreno generalmente noto sia come soprassuolo sia come sottosuolo, affinchè si possa garantire la stabilità di tutte quelle opere costituenti il corpo stradale.

Per la conoscenza del sottosuolo si dovrà ricorrere ad *assaggi diretti* a mezzo di pozzi, a *sondaggi* e *trivellazioni* specialmente per quanto riguarda le fondazioni delle opere d'arte stradali, le grandi trincee, le gallerie e tutte le opere di consolidamento dei terreni franosi. La rappresentazione dell'andamento generale della superficie del terreno si può fare con un *piano quotato*, oppure con una pianta a *curve di livello* (che è un piano dove sono tracciate le curve risultanti come intersezione della superficie del terreno con piani orizzontali equidistanti) o, infine, per mezzo di un *profilo longitudinale* secondo una poligonale d'asse e di una serie di sezioni, o profili trasversali, scelte in modo opportuno.

Oggidì il piano a curve di livello, sul quale viene fatto lo studio di massima di un tracciato stradale, anzichè ricavarlo coi comuni metodi della *celerimensura*, può essere ottenuto direttamente con un procedimento *fotogrammetrico* od *aerofotogrammetrico*, più rapido, oltrechè economico e preciso.

Il piano quotato nelle scale 1/500, 1/200, 1/100, si presta bene per studi di dettaglio. Le piante a curve di livello nella scala 1/25.000 (tavolette della carta topografica dell'I.G.M.), oppure in scala più grande di 1/10.000 e 1/5.000 ed ancor meglio di 1/2000 e di 1/1000, sono indicate rispettivamente per lo studio dei tracciati di grande massima e di massima. In queste piante è segnata l'equidistanza delle curve che generalmente corrisponde a tanti metri quante sono le migliaia del denominatore della scala (per esempio se la scala è da 1/25.000, in generale, l'equidistanza delle curve è di metri 25, se è da 1/10.000, l'equidistanza è di metri 10, e così via).

Infine la rappresentazione della striscia di terreno che interessa il tracciato stradale fatta a mezzo del suo profilo longitudinale d'asse e delle sezioni stradali, serve soprattutto per i progetti definitivi od esecutivi.

a) *Strade di pianura.* — Per le strade di pianura il tracciato teoricamente migliore è quello più breve che unisce i punti da collegare.

Sulla carta topografica si traccia la retta congiungente i due punti estremi fissati dal progetto o la serie dei segmenti di retta che successivamente uniscono i punti estremi ai punti intermedi obbligati. Si modificano quei tratti che interessano l'attraversamento di centri abitati, di fabbricati, di strade ordinarie o ferrate, di corsi d'acqua, scostandovisi di quel tanto che è necessario per evitare o ridurre le demolizioni di edifici (secondo la minore o maggiore importanza della nuova strada), per stabilire le opere d'arte occorrenti per attraversare corsi

d'acqua, strade o ferrovie, con andamento possibilmente normale al rispettivo asse (tenendo presente di conservare ai corsi d'acqua attraversati il loro regime naturale), per evitare i terreni bassi, quelli acquitrinosi, e in generale per evitare quelle accidentalità del terreno che obbligherebbero a forti movimenti di terra o all'adozione di pendenze superiori a quella ordinariamente ammessa dalle strade di pianura (vedi pag. 17). Lo studio del tracciato può essere fatto più accuratamente consultando le mappe catastali che offrono all'occhio le diverse particolarità del terreno da attraversare, mentre queste non risultano evidenti sulle carte topografiche. Si farà poi una ricognizione sul terreno per definire tutte quelle eventuali variazioni del tracciato, ed in ultimo si fisserà sul terreno stesso la poligonale d'asse con dei picchetti fissati nei vertici e in punti intermedi opportuni dei lati di questa, a distanza non maggiore ai m. 100 ÷ 200.

Di questa poligonale, chiamata *poligonale di base* o *poligonale nera*, si farà il rilevamento planimetrico ed altimetrico con i noti metodi della topografia. Si dovranno pure rilevare quelle sezioni stradali in prossimità dei corsi d'acqua e in generale di quelle zone in cui il terreno non ha una configurazione pianeggiante. Per le costruzioni di strade comunali e forestali, economiche, oppure per le costruzioni di strade militari di carattere urgente, generalmente l'asse stradale viene direttamente fissato sul terreno, utilizzando particolari strumenti topografici quali i *clisimetri* e i *clisigonimetri* e speciali livellette del Genio Militare. Si ottiene così una approssimazione che, pur essendo minore di quella data dal procedimento generale sopra illustrato, risulta però sempre sufficiente al suo scopo.

b) *Strade di montagna.* — Generalmente in queste strade non è possibile l'adozione del tracciato diretto, cioè quello più breve che congiunge i punti obbligati, a causa dei forti dislivelli che presenta il terreno naturale. Le diverse accidentalità del terreno non sono rappresentate fedelmente sulle carte topografiche, a motivo delle inevitabili deformazioni che subiscono le linee con la riproduzione meccanica e della grossolana approssimazione che generalmente si adotta nel rilevamento del terreno. Cosicchè occorrerà anzittutto studiare il tracciato di massima su una carta topografica dell'I. G. M. al 25 mila e con la scorta di questa dovremo poi fare una ricognizione lungo quella striscia di terreno indicata dall'andamento del tracciato di massima.

Lo studio del tracciato di massima può riguardare il *collegamento di due punti situati nel fondo valle*, oppure *sullo stesso versante e a diversa altezza*, oppure *sui versanti opposti della stessa vallata* o *sui versanti di due opposte vallate quasi parallele.* Nel primo caso la risoluzione da adottarsi (se la pendenza del fondo valle non supera quella massima ammessa per la strada) è data dal

collegamento diretto dei due punti con un andamento parallelo o quasi al corso d'acqua naturale scorrente nel fondo valle. Nel secondo caso, se non è possibile il tracciato diretto a motivo della forte pendenza del terreno, o si seguirà una poligonale svolgentesi attorno al tracciato diretto, oppure si seguirà prima il fondo valle lungo il corso di acqua sino ad un certo punto e poi si risalirà lungo la falda del monte (soluzione migliore perchè capace di collegare i centri abitati del fondo valle); o, infine, si utilizzeranno delle curve di ritorno lungo la falda del monte. Nel terzo caso, se il tracciato diretto non si può seguire a causa del forte dislivello, si potrà seguire il tracciato che discende lungo una falda per attraversare il corso d'acqua ad una quota più alta e con sezione più stretta, per poi risalire lungo l'altra falda del monte. Il caso poi che i punti da collegare siano posti sui versanti di due opposte vallate è analogo al caso precedente a meno del segno del dislivello fra i punti estremi ed il punto di passaggio dalla salita alla discesa. In ogni caso si deve tenere presente di non allungare troppo il percorso, che il numero di salite e discese del tracciato sia minimo e che questo non esiga lavoro in terra od opere d'arte che non siano adeguate all'importanza della strada.

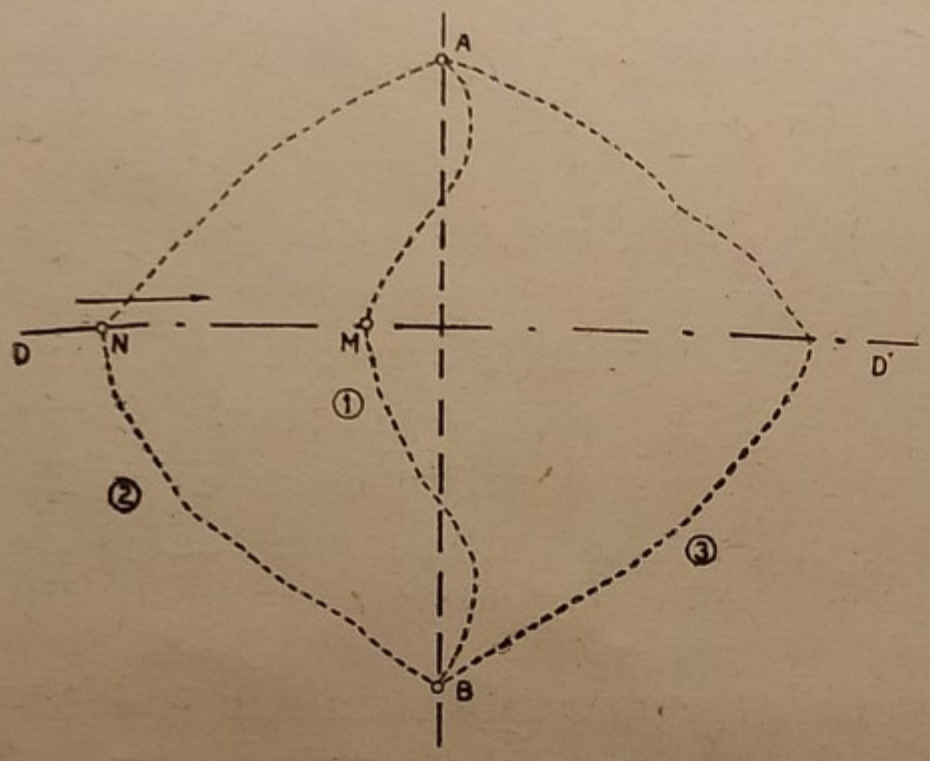


Fig. 14.

A chiarimento di quanto abbiamo detto sopra facciamo un esempio: supponiamo di dover studiare un tracciato stradale che debba unire due punti A e B, situati sulle falde opposte di un monte (vedi fig. 14) quasi allo stesso livello e in direzione pressochè normale alla linea di displuvio scendente da D verso D'. Il tracciato rettilineo AB non sarà possibile perchè si supererebbe la pendenza massima ammessa per la via, a meno che non si voglia scavare una galleria, che però sarebbe da utilizzarsi solo se si trattasse di una strada ferrata.

Perciò rimarrebbero da studiare i tre tracciati artificiali indicati in figura coi numeri 1, 2, 3, supponendo che ciascuno di questi abbia uno sviluppo necessario per vincere i dislivelli. Se la cresta del monte scende continua da D verso D', il tracciato preferibile è il 3 in quanto questo porta a superare il contrafforte con minore elevazione. Se invece la cresta del monte presenta in M od in N qualche depressione profonda, potrebbero preferirsi gli altri due tracciati 1, 2. Infine, se invece di una cresta la linea $D\,D'$ rappresentasse una linea di fondo valle, l'andamento rettilineo AB imporrebbe, in generale, la costruzione di *un altro viadotto*, e per l'esigenze della sola elevazione sarebbe preferibile il tracciato 2 che raggiungerebbe il fondo valle con minore discesa.

II) Strade ferrate. — Generalità. — In queste strade l'adozione di piccole pendenze e di grandi raggi delle curve di raccordo impongono generalmente di mantenere il tracciato più o meno discosto dall'andamento naturale del terreno, ciò che esige spesso la costruzione di numerose opere d'arte. Se il terreno è di natura montana, si presenterà il caso di dover

costruire delle *gallerie* e degli *alti viadotti*, onde necessiterà di esaminare dapprima la natura geologica del terreno eseguendo un conveniente numero di trivellazioni e di pozzi d'assaggio.

Per lo studio del tracciato preliminare dovrà tenersi presente una zona di terreno, sufficientemente larga, che interessi il percorso definito dai due punti estremi da collegare. Quindi si fisseranno i punti più opportuni per l'attraversamento dei corsi d'acqua e delle catene montane, seguendo quei criteri di massima indicati più sopra per le strade ordinarie di montagna. Frequentemente si presenta il caso di dover passare da un versante ad un altro separato da una catena di monti. Allora si potrà studiare il tracciato risalendo una delle valli sino a raggiungere una conveniente quota; quindi a mezzo di una galleria si passerà da un versante all'altro sino a raggiungere l'altro estremo del tracciato. Per esempio nel tracciato della direttissima Bologna-Firenze, partendo dal versante emiliano si sale con diverse pendenze sino all'imbocco della grande galleria dell'Appennino tosco-emiliano, alla quota metri 317,69 sul mare.

Questa grande galleria, lunga metri 18.507,38, si svolge prima in ascesa dell'1 $^0/_{00}$ raggiungendo la quota di metri 322,46, culmine della linea, poi con pendenza in discesa del 2,46 $^0/_{00}$ e del 5,77 $^0/_{00}$, va a sboccare nell'altro versante toscano alla quota di metri 258,84.

Il tracciato ferroviario non deve attraversare terreni che siano in condizione franosa; il terreno sul quale si deve adagiare il rilevato, dev'essere atto a sopportare la pressione dovuta al passaggio dei treni. Nei terreni calcarei ci dovremo assicurare che nel sottosuolo non esistano delle cavernosità capaci di minacciare la stabilità della sede stradale. Sono da evitare i terreni a sottosuolo gessoso, specialmente nei punti dove si dovranno costruire le opere d'arte, poichè il solfato di calcio, col tempo, altera le malte.

Per le gallerie i terreni peggiori sono gli incoerenti e i sabbiosi-argillosi. Si oppongono alla celerità dei lavori le rocce disgregate e quelle che comprendono le argille scagliose (per esempio nei lavori della grande galleria appenninica della direttissima Bologna-Firenze si è dovuta sostenere una lotta ardua per la presenza della potente massa di argille scagliose che ha richiesto robuste armature di sostegno e notevoli spessori delle murature per contrastare potentemente le spinte dei terreni attraversati (*).

Sono da evitarsi le zone battute frequentemente da valanghe, la costruzione di lunghe trincee, che generalmente abbisognano di una costosa manutenzione. I tratti aventi forte pendenza dovranno essere raggruppati, le stazioni saranno possibilmente sistemate in orizzontale od almeno in lievissima pendenza.

Infine, occorrerà evitare i passaggi a livello per l'attraversamento di strade ordinarie importanti.

Studio del tracciato di una strada ordinaria sul piano a curve di livello. — Il piano a curve di livello della località nella scala 1/1000 o 1/2000, presenta una sufficiente approssimazione per farvi sopra lo studio definitivo del tracciato stradale.

In questa pianta si traccerà *una poligonale ad uniforme pendenza* appoggiantesi sul terreno. Pertanto sia h l'equidistanza delle curve di livello e siano A e B (vedi fig. 15) i punti estremi da unire con una strada avente la pendenza massima p. Assumiamo una pendenza p_1, un po' minore di p e determiniamo la lunghezza d della proiezione orizzontale della livelletta i cui estremi hanno

---

(*) Nella catena appenninica ha un considerevole sviluppo la formazione delle argille scagliose.

una differenza di livello h. Dal triangolo rettangolo MNO (vedi fig. 16) ricaviamo: $d = \frac{h}{\text{tg} \cdot \alpha}$. Ma avendo posto $\text{tg} \cdot \alpha = p_1$ avremo: $d = \frac{h}{p_1}$.

Ridotta la distanza d nella scala della pianta a curve di livello, si riporta questa a mezzo di un compasso (vedi fig. 15) partendo da A e andando verso B.

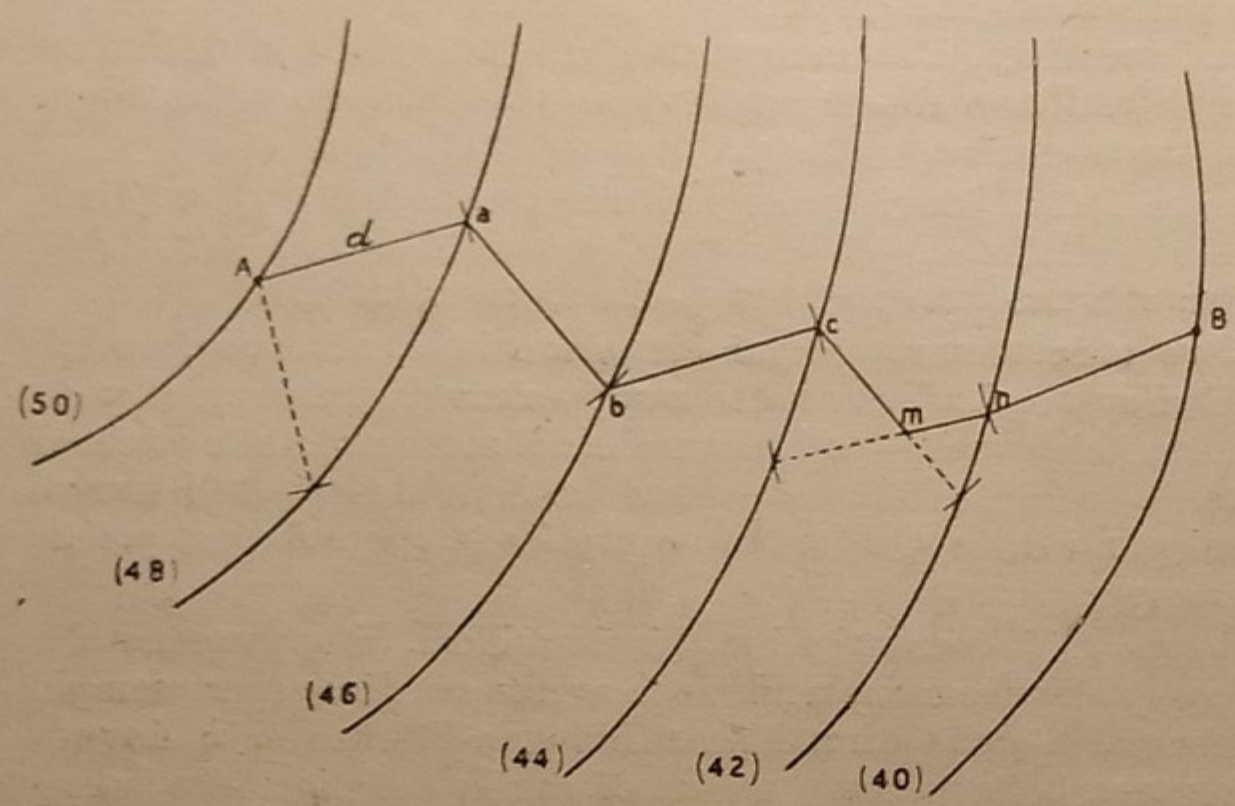


Fig. 15.

L'apertura di compasso uguale a d potrà intersecare in due punti (caso della figura 15) in uno o in nessun punto la successiva curva di livello. Nel primo caso il problema presenterà due soluzioni e si sceglierà quella che ci fa più avvicinare al tracciato diretto AB. Nel secondo caso si avrà una sola soluzione, mentre nel terzo caso non essendovi nessuna soluzione si adotterà la linea di massima pendenza relativa alle due curve successive (*) che risulterà minore della pendenza p_1. Continuando l'operazione dal punto a nell'analoga maniera, non raggiungeremo, in generale, esattamente il punto B. Allora si ripeterà l'operazione stessa partendo da B e procedendo verso A, sino a trovare un punto m d'intersezione delle due poligonali partenti da A e da B. La poligonale cercata sarà la A-a-b-c-m-n-B. Al tracciato così ottenuto si dovrà sostituire una linea composta di tratti rettilinei più lunghi (per diminuire le numerose inflessioni), e di raccordi circolari, cercando di allontanarci meno che sia possibile

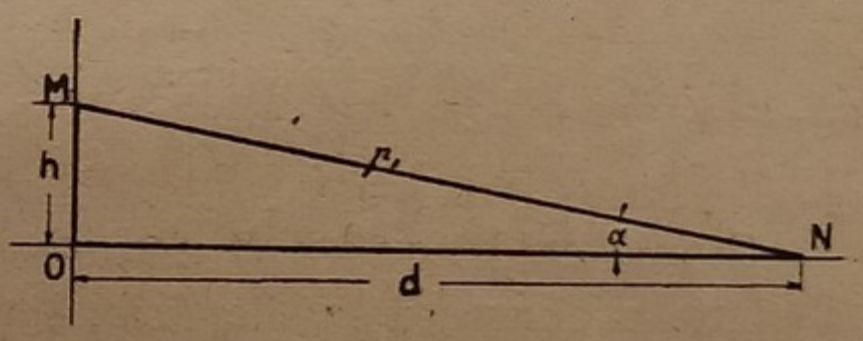


Fig. 16.

(*) Il tratto di retta di massima pendenza compreso fra due curve di livello successive non potrà, in generale, risultare perpendicolare ad entrambe le curve ed allora in via di approssimazione lo costruiremo perpendicolare ad una sola delle due curve, nell'ipotesi che queste risultino pressochè inclinate egualmente. Se però la loro inclinazione risulta notevolmente diversa, come nel caso della fig. 17, si otterrà maggiore approssimazione costruendo la retta in modo che formi angoli coniugati interni eguali, ossia costruendo la retta perpendicolare alla bisettrice dell'angolo formato dalle direzioni delle due curve di livello, retta che approssimativamente sarà quella di massima pendenza relativa al punto A.

dalla poligonale costruita e tenendo presenti quelle norme generali accennate nel paragrafo precedente. Se la strada deve svolgersi su terreno pianeggiante, si potrà studiare sul piano quotato della località la linea d'asse passante per i punti obbligati e giacente sul terreno, senza bisogno di tradurre prima il piano quotato in pianta a curve di livello.

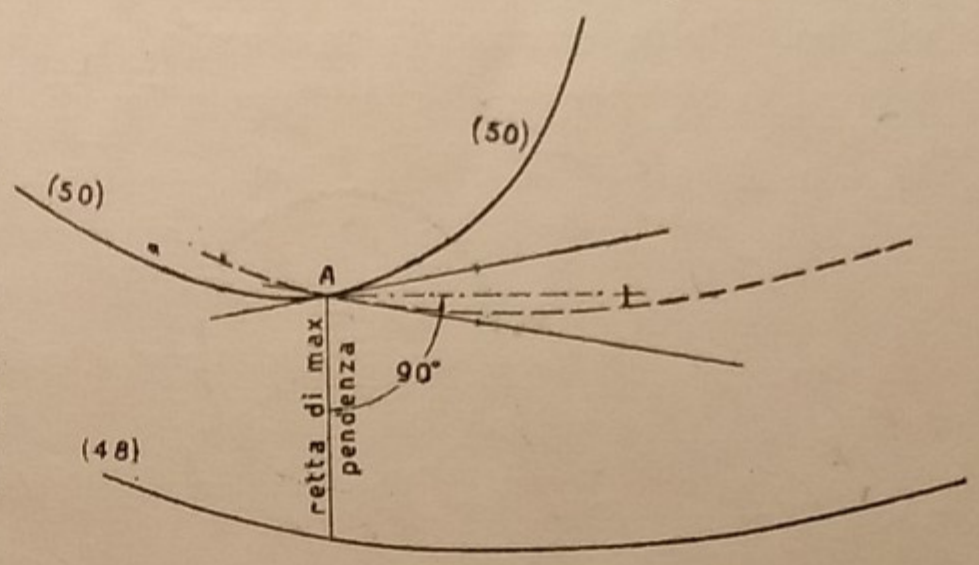


Fig. 17.

Fissati sul piano quotato i punti obbligati del terreno, la poligonale d'asse che si ottiene unendo questi punti a due a due, dovrà giacere sul terreno rappresentato dal piano quotato. Pertanto si fisseranno dapprima alcuni punti sulla poligonale (per i quali si vogliono condurre i piani delle sezioni trasversali perpendicolari ai lati della poligonale), determinando le quote di questi punti, e quindi con la scorta del piano quotato si potranno rilevare e disegnare le prestabilite sezioni trasversali. Su ognuna di queste sezioni troveremo l'intersezione del profilo trasversale del terreno col piano avente per traccia la livelletta unente i due punti obbligati che comprendono la sezione trasversale. Queste intersezioni si riuniranno con linea continua, la quale, passando per i punti obbligati, rappresenterà la linea d'asse modificata coincidente col terreno rappresentato dal piano quotato.

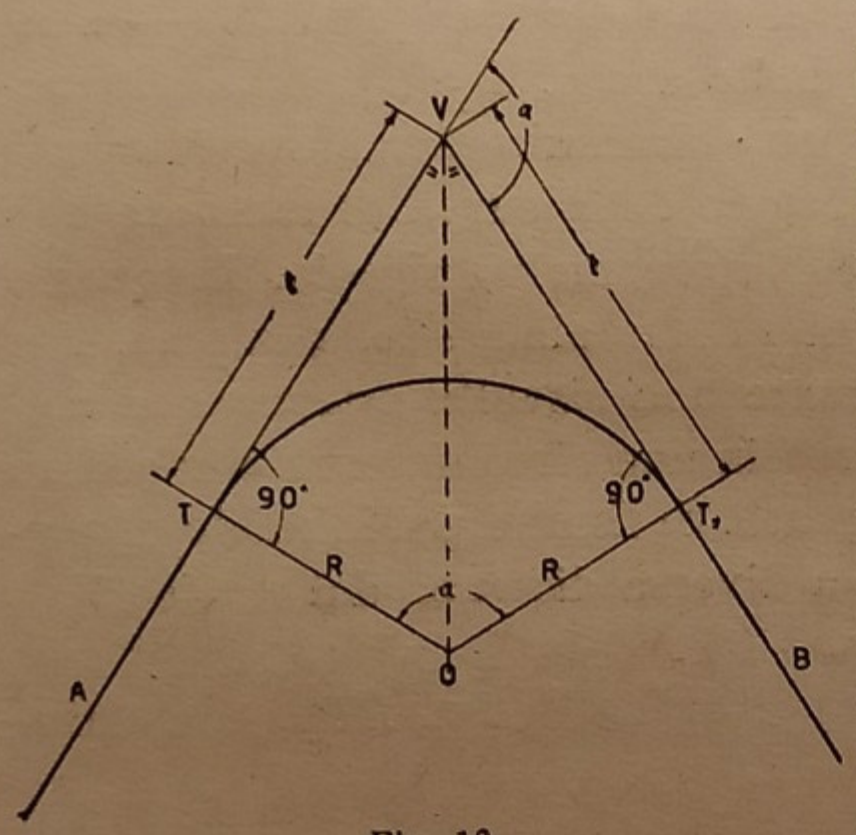


Fig. 18.

Definita in ogni modo la poligonale d'asse sul piano quotato, si dovranno raccordare i rettifili con curve generalmente circolari e di raggio non inferiore al raggio minimo fissato.

Se R è il raggio della curva, α è l'*angolo di deviazione* dei due rettifili successivi AV, BV (vedi fig. 18), t è la lunghezza delle tangenti, S lo sviluppo della curva, si ha:

$$t = R \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}, \tag{1}$$

$$S = \frac{\pi \cdot R \cdot \alpha}{180}. \tag{2}$$

La (1) permette di fissare sui rettifili i due punti di tangenza T e T_1, dai quali potremo tracciare le perpendicolari ai due rettifili ed ottenere così nel loro punto d'incontro O il centro della curva di raccordo. La (2) ci fornisce lo sviluppo della curva di raccordo. Conosciuti così gli sviluppi delle curve di raccordo, aggiungendo queste alla differenza tra la somma delle lunghezze dei rettifili e delle corrispondenti lunghezze dei tratti di tangenti, si otterrà lo sviluppo complessivo dell'asse stradale. Poichè con l'operazione di raccordo dei rettifili si viene ad accorciare il tracciato, occorrerà assicurarci se in qualche tratto non siasi superata la pendenza massima ammessa. È per questo motivo che nell'iniziare lo studio geometrico del tracciato si assume sempre una pendenza p_1 minore di quella massima p assegnata.

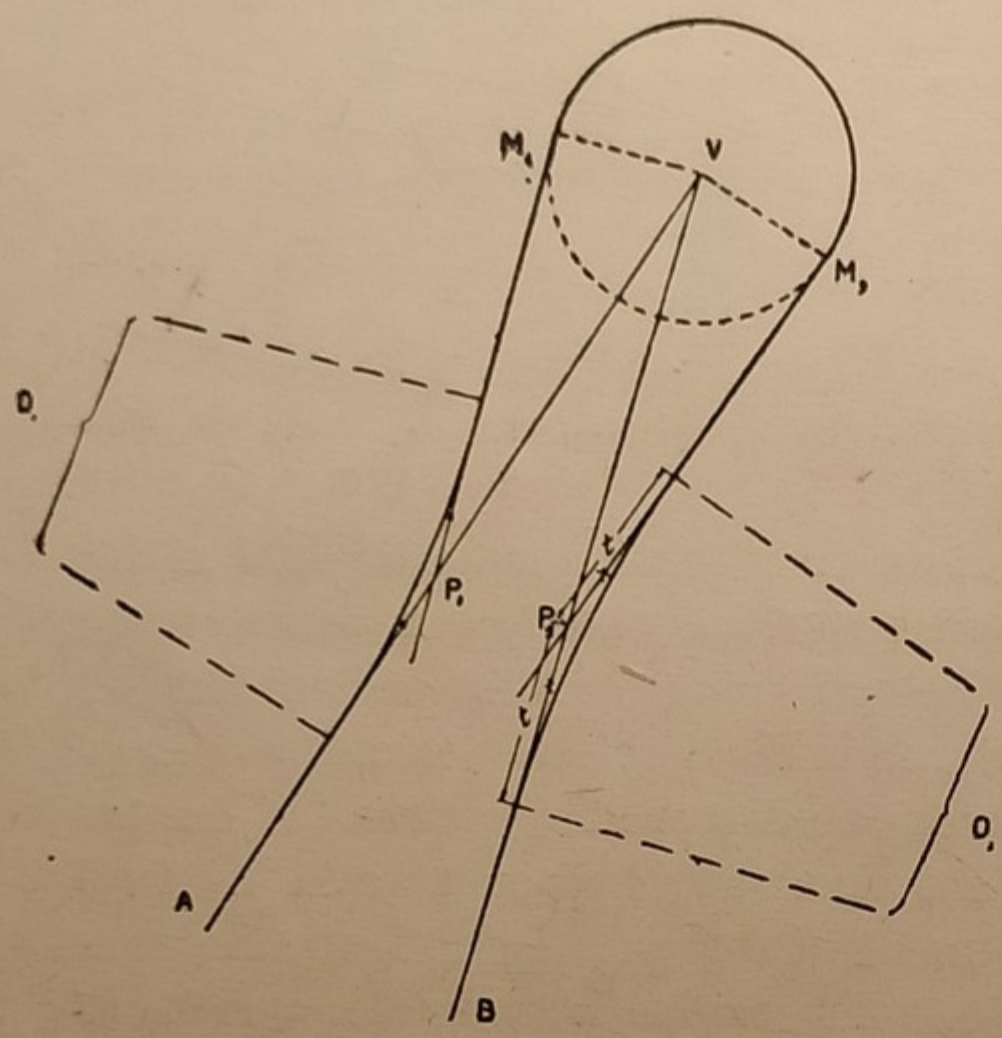


Fig. 19.

Nel caso che l'angolo $180° - \alpha$ risulti molto acuto, la lunghezza del tracciato può diminuire assai, specialmente se il raggio della curva di raccordo non ha un valore molto piccolo. In questo caso si ricorre alla *risvolta esterna*. Per disegnare una risvolta esterna che raccordi due rettifili AV e VB (vedi fig. 19) si traccia una circonferenza con centro in V avente come raggio quello minimo assegnato. Si fissano poi in modo opportuno due punti P_1 e P_2 sui rettifili (a eguali o a diversa distanza dal vertice V) e si tracciano da questi le tangenti alla curva.

In ultimo si raccordano i rettifili $M_1 P_1$, AP_1 e $M_2 P_2$, BP_2, con curve di grande raggio.

Confronto dei tracciati. Lunghezze virtuali. — a) *Strade ordinarie.* — Quando nella scelta di un tracciato stradale, si presentano diverse soluzioni, e si voglia decidere quale sia quella da preferirsi, si potranno confrontare i relativi progetti di massima seguendo due criteri diversi. Se si tratta di strada a traffico limitato si confronteranno preferibilmente i *costi preventivi di costruzione e di manutenzione* di ogni soluzione *soddisfacente* lo stesso problema. Se si tratta invece di una strada a grande traffico prevarrà il criterio *economico dei trasporti* e cioè ricercheremo fra le diverse soluzioni quella che rende *minima la spesa di trasporto dell'unità di carico lungo l'intero tracciato*. In questo ultimo caso dovremo ricercare la *lunghezza virtuale* relativa a ciascun tracciato preso in esame. Trattandosi di strade ordinarie, per *lunghezza virtuale di un tracciato intendiamo quella lunghezza ipotetica orizzontale che dà luogo ad una spesa di trasporto dell'unità di carico, a parità di mezzo, eguale a quella che si avrebbe lungo il tracciato reale.*

Tenendo per base la trazione animale, si sono escogitati diversi metodi per la determinazione della lunghezza virtuale di una strada ordinaria. Fra essi ha avuto un certo successo quello del *Favier*, che fu applicato anche dagli ingegneri italiani nei progetti di strade comunali obbligatorie. Questo metodo si fonda sulla considerazione che la spesa del trasporto (nolo del carro, cavallo e conducente) è proporzionale al tempo che per esso si impiega e quindi inversamente proporzionale alla velocità del trasporto.

Se indichiamo con v_o e v_p la velocità del trasporto, rispettivamente su strada orizzontale e in pendenza p (in salita o in discesa) e con s_0 e s_p le corrispondenti spese di trasporto della unità di carico all'unità di distanza, si potrà scrivere:

$$\frac{v_o}{v_p} = \frac{s_p}{s_o} .$$

Il Favier ha determinato, con metodo sperimentale ed induttivo, il valore del rapporto $\frac{v_o}{v_p} = K$ su varie pendenze (in salita e in discesa) ed ha costruito delle tabelle che permettono di ricavare K per ogni valore di p. Se indichiamo con L ed L_v rispettivamente la lunghezza effettiva di una strada in esame e la corrispondente lunghezza virtuale, dovrà essere (per definizione stessa di lunghezza virtuale):

$$L \cdot s_p = L_v \cdot s_o$$

da cui si ricava:

$$L_v = \frac{s_p}{s_o} \cdot L = \frac{v_o}{v_p} \cdot L = K \cdot L .$$

Perciò conoscendo i coefficienti $K = \frac{v_o}{v_p}$, per ogni valore della pendenza p si potrà ricavare la lunghezza virtuale del percorso in salita e di quello in discesa. Facendo poi la media dei valori ottenuti, si otterrà una lunghezza virtuale media. Ottenuta la lunghezza virtuale media di ogni tracciato relativo ad una medesima strada, si cercherà quale sia il tracciato più economico per i trasporti.

Supponendo il tonnellaggio annuo delle merci che passano su una strada pressochè uguale nei due sensi, e cioè tanto in salita che in discesa, il Favier ha compilato una tavola che fornisce i coefficienti medi K', tra la salita e la discesa, che permettono di ottenere subito le *lunghezze virtuali medie* tra l'andata ed il ritorno, senza ricorrere al doppio calcolo. La seguente tabella fornisce per una serie di valori di p i valori dei relativi coefficienti medi K':

Pendenza p =	0,01	0,02	0,03	0,035	0,038	0,04	0,045	0,05	0,055	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,14
Coefficiente medio K' =	1,09746	1,30843	1,62352	1,84605	1,99573	2,10258	2,39806	2,73975	3,13751	3,60000	4,77805	6,40937	8,72786	12,06473	17,03474	24,65006	36,68376	56,73739

Applicando la tabella dei coefficienti del Favier per uno stesso dislivello da superare, si può verificare che le pendenze p comprese fra il 3 % e il 5 % sono quelle che danno luogo alle minori lunghezze virtuali: perciò dette pendenze saranno le più convenienti all'economia dei trasporti.

Altri valori di K' sono stati calcolati dall'ing. *Stabilini* che si è basato su studi precedenti dei prof. Ruggeri e Maschek. Nella tabella seguente sono riportati i valori di un coefficiente α di riduzione, per ogni valore della pendenza p delle singole livellette. Questo coefficiente α dipende anche dalla pendenza media p_m di tutte le livellette, ascendenti se la livelletta in esame è ascendente, discendenti se tale è la livelletta, distinguendo i valori di p_m a seconda che si tratti di strade in pianura, collina o montagna.

Pendenze medie p_m *comprese tra:*	VALORI DI K' per la pendenza $p =$																	
	0,00	0,005	0,01	0,015	0,02	0,025	0,03	0,035	0,04	0,045	0,05	0,055	0,06	0,065	0,07	0,075	0,08
0 ÷ 0,024 $\alpha =$ (pianura)	1,00	1,01	1,032	1,124	1,25	1,467	1,84										
0,025 ÷ 0,049 $\alpha =$ (collina)	1,265	1,28	1,30	1,33	1,38	1,45	1,56	1,71	1,92	2,22	2,65	3,36	4,49				
da 0,05 in poi $\alpha =$ (montagna)	1,74	1,745	1,75	1,76	1,78	1,83	1,90	1,98	2,08	2,20	2,32	2,46	2,65	2,87	3,16	3,51	4,02

A chiarimento dell'uso delle due citate tabelle facciamo un esempio:
Un tratto di asse di strada ordinaria sia composto di n. 4 livellette:

$A\ A_1$ = m. 700 avente la pendenza $p = -0{,}03$ (discesa)
$A_1 A_2$ = m. 500 » » $p = 0{,}04$
$A_2 A_3$ = m. 600 » » $p = -0{,}035$ (discesa)
$A_3 A_4$ = m. 800 » » $p = 0{,}03$.

Calcoliamo anzitutto la pendenza media delle livellette in discesa e di quelle in salita:

$$p_m = \frac{700 \times 0{,}03 + 600 \times 0{,}035}{700 + 600} = 0{,}0323 \quad (\textit{in discesa da } A \textit{ verso } A_4)$$

$$p_m = \frac{500 \times 0{,}04 + 800 \times 0{,}03}{500 + 800} = 0{,}0338 \quad (\textit{in discesa da } A_4 \textit{ verso } A).$$

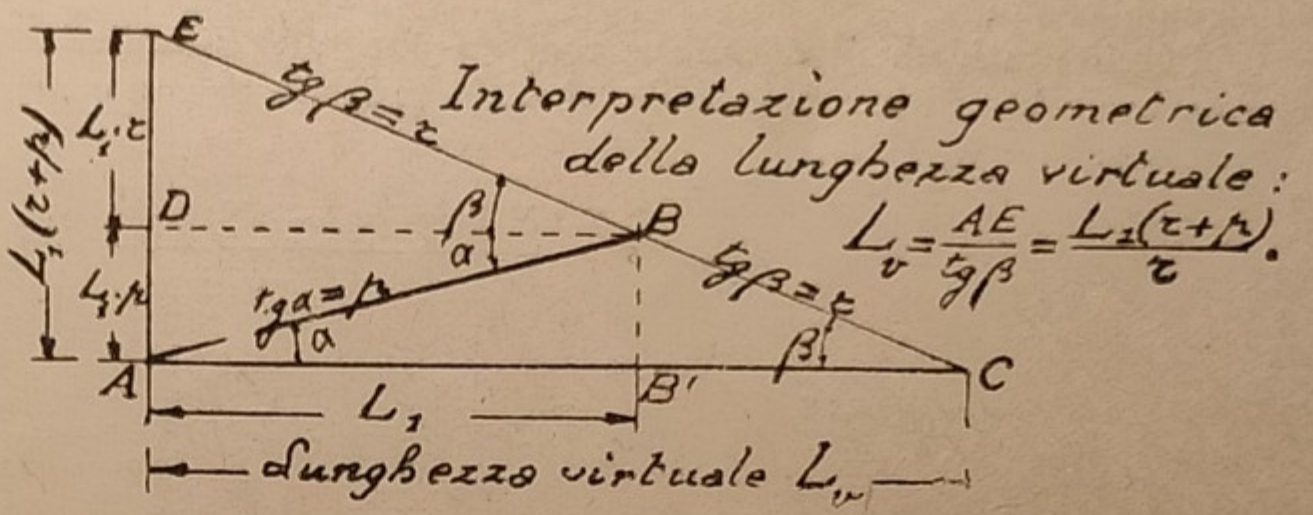
Poichè queste pendenze medie risultano comprese fra 0,025 ÷ 0,049, il tratto di strada in esame apparterrà alla seconda categoria (*collina*).

Per maggior chiarezza raccogliamo nel prospetto seguente i calcoli delle lunghezze virtuali delle singole livellette, facendo uso dei coefficienti dati dalle due tabelle precedenti e quindi la lunghezza virtuale del tratto di asse stradale.

Livellette	Lunghezza effettiva L	Pendenza p	Coefficienti K' del *Favier*	Coefficienti α di *Stabilini*	Lunghezza $L_v = K' L$ virtuale	Lunghezza $L_v = \alpha L$ virtuale
$A\ A_1$	m. 700	— 0,03	1,62352	1,56	m. 1136,46	m. 1092 —
$A_1 A_2$	» 500	0,04	2,10258	1,92	» 1051,29	» 960 —
$A_2 A_3$	» 600	— 0,035	1,84605	1,71	» 1107,63	» 1026 —
$A_3 A_4$	» 800	0,03	1,62352	1,56	» 1298,82	» 1248 —
				Lunghezza virtuale di A-A_1-A_2-A_3-A_4:	m. 4594,20	m. 4326 —

La differenza fra le due lunghezze virtuali risulta di circa m. 268.

b) *Strade ferrate.* — Nel confronto di due o più progetti di massima di un tracciato ferroviario in montagna, è assai importante la riduzione dei profili effettivi alla loro lunghezza virtuale. La riduzione può essere riferita o alle spese di esercizio o a quelle di trasporto o al lavoro motore richiesto (ed in ogni caso sempre riferito all'unità di carico). La determinazione della lunghezza virtuale in base al *consumo del lavoro motore* (che è l'elemento meglio definito rispetto alla spesa d'esercizio e di trasporto ed ha maggiore influenza sulla spesa di esercizio) costituisce un problema più semplice ed è perciò quello generalmente seguito. In tal caso si assume come *lunghezza virtuale quella lunghezza orizzontale e rettilinea, che per essere percorsa richiede lo stesso lavoro motore occorrente per seguire la lunghezza effettiva del tracciato inclinato.*



Cerchiamo l'espressione del *lavoro* occorrente per trasportare una *tonnellata di carico* lungo un tratto di ferrovia supposto composto di un tratto orizzontale L_0, di un tratto in salita di lunghezza planimetrica L_1 e di un tratto in discesa di lunghezza planimetrica L_2.

Indichiamo con r il coefficiente di resistenza al moto (5 chilogrammi/tonn.) in piano e rettifilo e con p (in millimetri per metro) il valore della pendenza di ogni livelletta, già eventualmente aumentato di quel tanto per tener conto indirettamente delle resistenze dovute alle curve di piccolo raggio. Sarà allora:

$L_0 \cdot r$, *il lavoro motore medio in orizzontale, tanto nell'andata che nel ritorno:*

$L_1 \cdot (r + p)$, *il lavoro motore nell'andata sul tratto di salita di lunghezza planimetrica* L_1 (v. fig. che mostra la interpretazione geometrica della *lunghezza virtuale*); e

$L_1 \cdot (r - p)$, *il lavoro motore nel ritorno sul tratto di lunghezza planimetrica* L_1, *nella ipotesi che sia* $p < r$ (*se fosse* $p > r$ *tale lavoro sarebbe teoricamente nullo*).

$\frac{L_1(r+p) + L_1(r-p)}{2} = L_1 \cdot r$ (1), il *lavoro motore medio per l'andata ed il ritorno* (*supposto* $p < r$), *che è identico a quello che si avrebbe in orizzontale.*

Questo lavoro medio si ridurrebbe a: $\frac{L_1(r+p)}{2}$ (2), nel caso di $p > r$ ed a: $L_1 \cdot r$ (3), nel caso di $p = r$.

Sul tratto in discesa di lunghezza planimetrica L_2, valgono le stesse espressioni del lavoro medio, con la sola differenza che si ha la discesa in andata e salita nel ritorno.

Consideriamo ora il caso generale di un profilo costituito di una *serie* ΣL_0 *di tratti orizzontali* [od aventi pendenze $p \leqq r$, e perciò assimilabili agli orizzontali, in virtù delle (1) e (3)] e di *una serie* ΣL *di tratti con pendenza* $p > r$. *Se* L_v rappresenta la lunghezza virtuale in metri del profilo stesso, avrà evidentemente luogo la equazione seguente *tra il lavoro effettivo e quello virtuale*:

$$\Sigma L_0 \cdot r + \Sigma \frac{L(r+p)}{2} = L_v \cdot r. \qquad (4)$$

Dividendo tutto per r avremo:

$$\Sigma L_0 + \frac{1}{2}\Sigma L + \frac{1}{2}\Sigma L \cdot \frac{p}{r} = L_v \qquad (5)$$

che esprime il valore della lunghezza virtuale di una linea in salita.

In discesa se è $p > r$, il moto ha luogo per effetto della sola gravità e perciò il lavoro motore occorrente è nullo. La lunghezza virtuale dovrebbe risultare eguale a zero; ma occorre tener presente che la locomotiva a vapore in discesa consuma sempre vapore per le perdite e per gli

avviamenti; che si hanno inoltre delle dispersioni di calore attraverso le pareti della caldaia, e consumo di materiale fisso e mobile per la frenatura, equiparabile ad un consumo di vapore di eguale costo.

Perciò praticamente si può ammettere che in discesa, per $p > r$, si sviluppi lo stesso lavoro che occorrerebbe in orizzontale e cioè $\Sigma L \cdot r$. Dopo queste considerazioni le equazioni (4) e (5) diventano:

$$\Sigma L_o \cdot r + \frac{\Sigma L(r+p) + \Sigma L \cdot r}{2} = L_v \cdot r \qquad (4')$$

e:

$$\Sigma L_o + \Sigma L + \frac{1}{2} \Sigma L \cdot \frac{p}{r} = L_v \,. \qquad (5')$$

Poichè la quantità: $\Sigma L_o + \Sigma L$, rappresenta *la lunghezza planimetrica effettiva del tracciato*, la (5′) ci dice:

la lunghezza virtuale L_v di un tracciato ferroviario, considerato in base al consumo del lavoro motore e al logorio del materiale fisso e mobile, è eguale alla lunghezza planimetrica effettiva del tracciato aumentata della semisomma dei prodotti che si ottengono moltiplicando la lunghezza planimetrica di ciascuna livelletta di pendenza $p > r$ per il rispettivo rapporto p/r.

Se di un tracciato ferroviario si sono studiati due o più profili, si potrà ricavare di ciascuno la lunghezza virtuale ed infine si darà la preferenza a quel profilo che a parità di spesa darà luogo ad una lunghezza virtuale minore. Può darsi che uno dei profili di uno stesso tracciato abbia una lunghezza virtuale assai minore, ma sia assai più costoso. Allora se il traffico previsto per questo profilo risulta intenso, con una lunghezza virtuale minore di linea potremo conseguire una grande economia nelle spese di esercizio, per cui si potrà procedere alla costruzione della linea più costosa. Per esempio, per allacciare Bologna a Firenze si sono costruite tre linee attraverso l'Appennino e cioè la *Bologna-Faenza-Firenze* (chiamata *Faentina*) avente una lunghezza reale di circa Km. 150, che ha richiesto la costruzione di circa Km. 24 di gallerie; la *Bologna-Pistoia-Firenze* (chiamata *Porrettana*) avente una lunghezza reale di circa Km. 132, che ha richiesto la costruzione di circa Km. 15 di gallerie; e la *Direttissima Bologna-Firenze* (di recente costruzione) che ha uno sviluppo effettivo di circa Km. 97 e presenta circa Km. 37 di gallerie. La quota di valico dell'Appennino è di m. 330,91 e di m. 578,38 per la Faentina; di m. 615,92 per la Porrettana e di soli m. 322,46 per la Direttissima. Pertanto la lunghezza virtuale della Direttissima risulta molto minore di quelle delle altre due linee, come può rilevarsi dal seguente riassunto:

Lunghezze virtuali	*Bologna-Firenze*	Direttissima	Km. 121
		Porrettana	» 233
		Faentina	» 260
	Firenze-Bologna	Direttissima	Km. 128
		Porrettana	» 206
		Faentina	» 240

Si osservi che, data la minore lunghezza virtuale della Direttissima (media Km. 124,500), rispetto alla Porrettana (Km. 219,500) ed alla Faentina (Km. 250), agli istradamenti del traffico per queste ultime due linee si sostituisce il transito sulla Direttissima *che è considerevolmente più breve ed economico per l'esercizio*, utilizzando le esistenti linee esclusivamente per il disimpegno del traffico locale ed eventualmente a sussidio della Direttissima medesima.

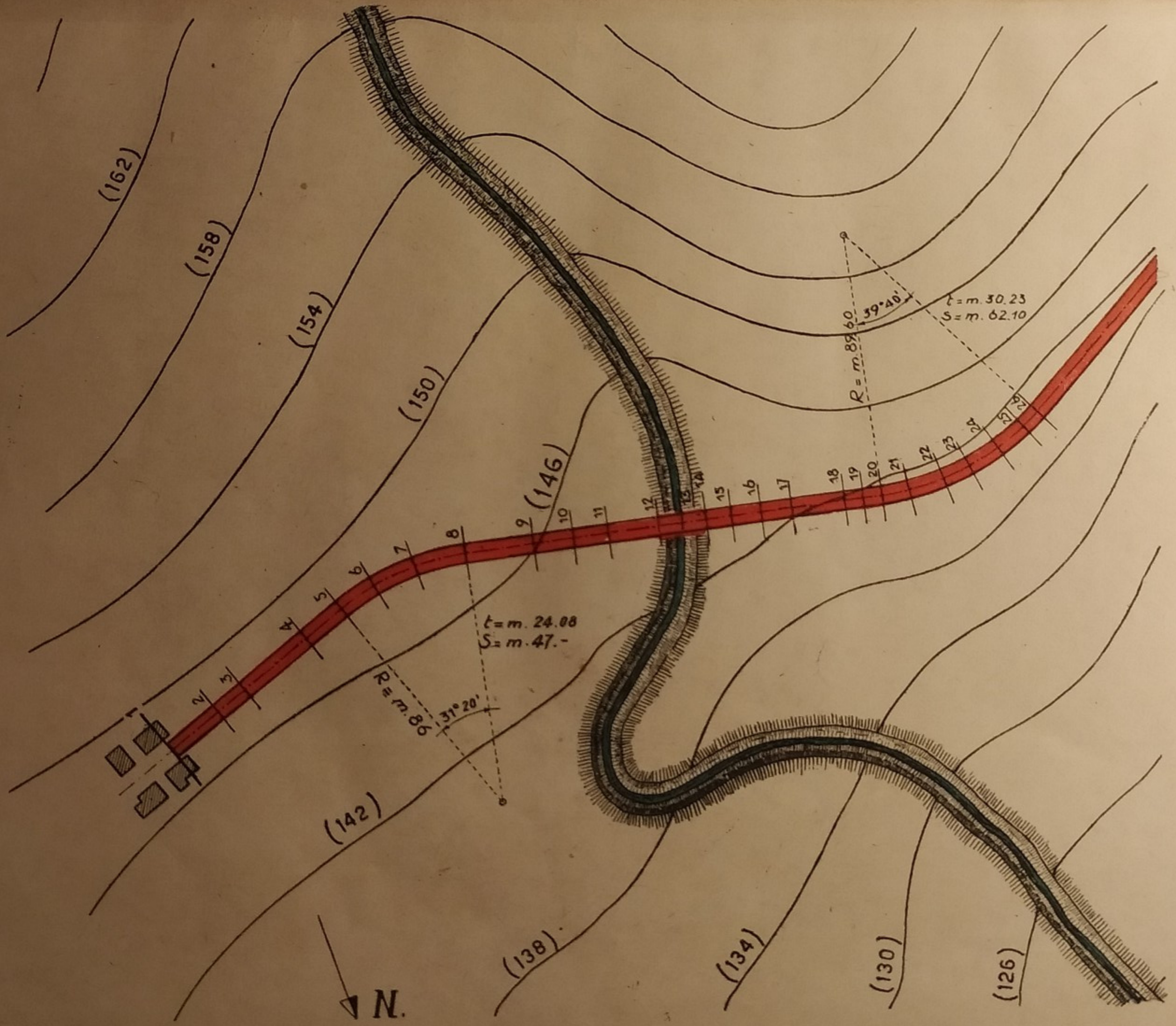


Fig. 20-*a*. — Planimetria di un tronco di strada ordinaria (Scala: 1:2000).

Fig. 20-*a*. — Planimetria di un tronco di strada ordinaria (Scala: 1:2000).

Nel calcolo delle *lunghezze virtuali* le *Ferrovie Italiane* fanno uso delle formule seguenti:

indicando con L_e la lunghezza effettiva della linea,
indicando con i la pendenza dei tratti non orizzontali di lunghezza planimetrica l_p,
indicando con i' la pendenza equivalente ai tratti in curva di lunghezza sviluppata l_c,
se è $i < r$, si ha:

$$L_v \cdot r = L_e \cdot r \pm \Sigma l_p \cdot i + \Sigma l_c \cdot i' \qquad (6)$$

che esprime l'*eguaglianza fra il lavoro virtuale e quello effettivo per i tratti in salita od in discesa.* Per r è stato assunto 4,5 Kg./tonn. di treno, che venne però aumentato di circa il 10 %, portandolo così a 5 *Kg./tonn.*, per tener conto di quella parte di combustibile che è indipendente dal vero e proprio lavoro di trazione e cioè per le perdite e per i disperdimenti di vapore. Sicchè per i tratti in salita od in curva e con pendenze minori del $4{,}5\,{}^0/_{00}$, se indichiamo con h il dislivello in metri (che sarà affetto da segno — per la discesa), sarà per la (6):

$$L_v = L_e + \frac{\Sigma l_c \cdot i' + h}{5}. \qquad (7)$$

La lunghezza virtuale della linea in discesa di pendenza $i > r$, cioè maggiore del $4{,}5\,{}^0/_{00}$, si ritiene essere di 1/5 L_e, poichè le Ferrovie Italiane ammettono che il lavoro in discesa sia eguale ad 1/5 di quello che si avrebbe in orizzontale.

2) STUDIO DI UN PROGETTO DI STRADA ORDINARIA

Documenti di un progetto stradale. — Nel compilare un progetto di strada generalmente si seguono le norme stabilite dal R. D. 29/5/1925, che riguardano le *modalità di disegno*, il *formato delle tavole*, i *simboli* ed i *segni convenzionali* da tenersi presenti. Il formato del foglio da disegno è quello *protocollo* di cm. 22 di larghezza e di cm. 33 di altezza. La larghezza di cm. 22 si ottiene ripiegando a soffietto un foglio avente una prestabilita lunghezza.

I documenti costituenti un *progetto definitivo* sono generalmente: la *relazione*, la *planimetria*, il *profilo longitudinale*, le *sezioni trasversali*, i *disegni delle opere d'arte*, il *computo metrico dei lavori e delle espropriazioni*, l'*analisi dei prezzi*, la *stima dei lavori* e *delle espropriazioni*, il *Capitolato speciale per l'appalto.*

Relazione. — La relazione deve contenere in modo chiaro e conciso tutte quelle considerazioni che hanno guidato il progettista nello studio di massima, nonchè le ricerche e le operazioni fatte per determinare il più opportuno andamento dell'asse stradale, la disposizione, le forme e le dimensioni più convenienti delle opere d'arte. Inoltre deve contenere i principali dati del progetto studiato e tutti quei chiarimenti che giustifichino l'utilità e la convenienza del progetto, necessari a prevenire o a sciogliere ogni dubbio che possa nascere nella mente dell'esaminatore, non in possesso di speciali cognizioni dei luoghi.

PLANIMETRIA. — Il piano della località, o planimetria, viene generalmente disegnato sulla scala di 1/2000, ovvero di 1/1000, secondo le speciali esigenze del progetto.

L'asse stradale si disegna in nero a tratti e punti mentre i due cigli della piattaforma, posti ad egual distanza dall'asse stradale, si disegnano con tratto nero continuo. La striscia definita da queste due linee nere, ossia la piattaforma stradale, si colora in rosso carminio. Lungo l'asse si segneranno le distanze progressive in ettometri e chilometri, corrispondenti ai picchetti d'asse del terreno. Le sezioni trasversali si segneranno con piccole linee nere perpendicolari all'asse e saranno numerate progressivamente a partire dall'origine della strada. Per le curve s'indicheranno le tangenti e l'angolo ch'esse formano, oppure il raggio e l'angolo al centro se la curva è circolare. Occorrerà fissare con precisione sul disegno i *capisaldi* del tracciato d'asse, le quote più importanti del terreno o quelle delle curve di livello.

Con i segni convenzionali del disegno topografico si rappresenteranno i fabbricati prossimi alla strada, i corsi d'acqua e tutte quelle particolarità del terreno che interessano il tracciato stradale. Le opere d'arte stradali, data la piccolezza della scala del disegno, saranno indicate schematicamente. Quando occorra far conoscere in modo preciso una o più opere d'arte proposte, ubicate in punti caratteristici del terreno (corsi d'acqua, vicinanza di fabbricati, ecc.), si allestirà una planimetria separata in scala non minore di 1/500. Nel caso che il progetto interessi una zona piuttosto vasta oppure lunga di terreno, la planimetria potrà dividersi in varie sezioni o fogli separati. In tal caso si dovrà aggiungere una planimetria generale d'insieme nella scala di 1/10.000 o di 1/20.000, con le indicazioni più importanti del progetto.

Come esempio di planimetria vedasi la fig. 20 *a* che rappresenta il progetto di un tronco di strada comunale.

PROFILO LONGITUDINALE. — Il profilo longitudinale viene disegnato facendo uso di due scale e cioè la scala delle lunghezze, che generalmente corrisponde a quella della planimetria (1/2000 o 1/1000) e la scala delle altezze che si assume decupla della prima (1/200 o 1/100) al fine di rendere maggiormente evidenti i dislivelli fra i singoli picchetti o sezioni.

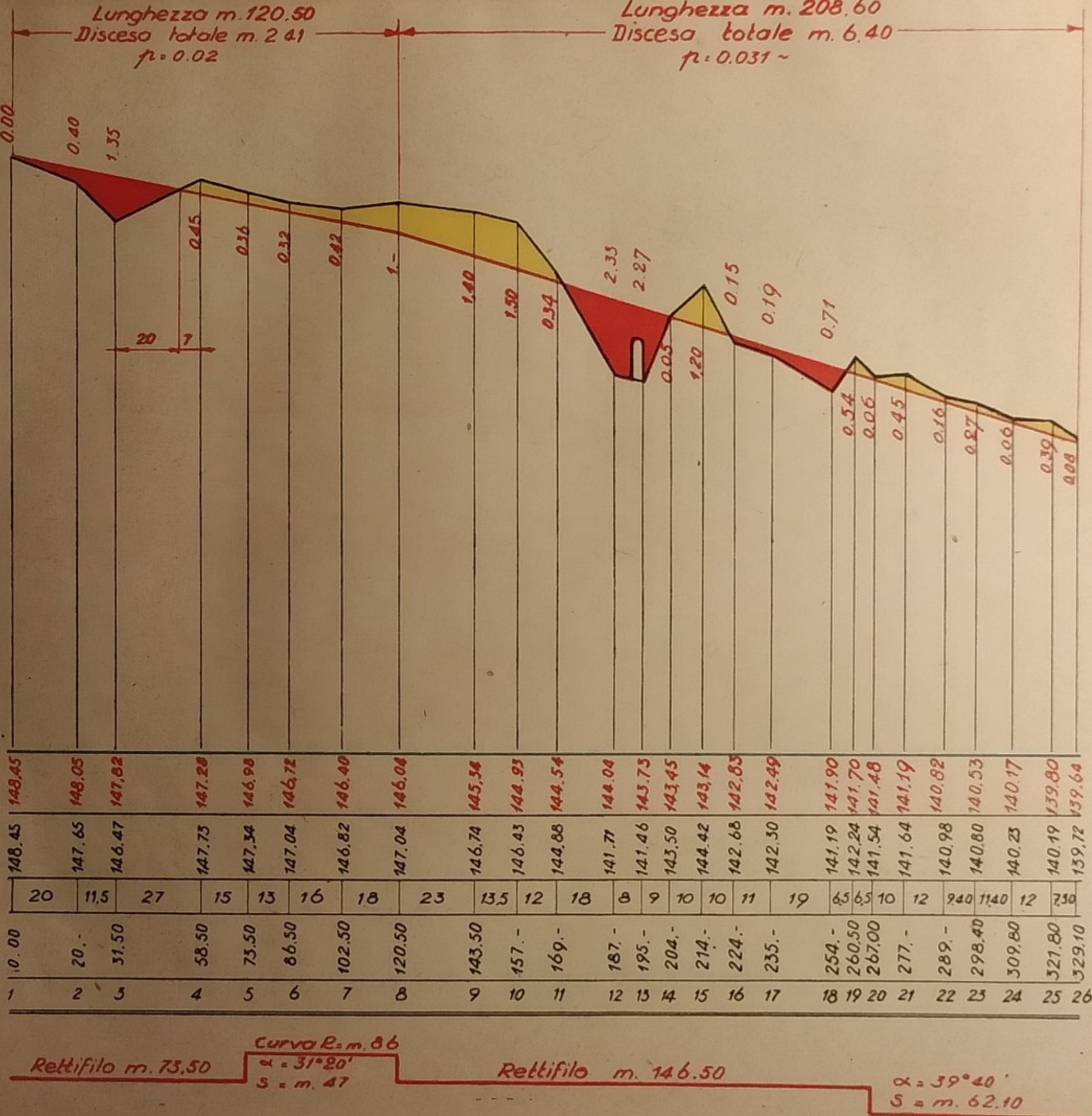
Si comincerà a disegnare il profilo longitudinale del terreno naturale, considerato come intersezione di questo col piano verticale passante per l'asse stradale sviluppato. I vertici del profilo longitudinale saranno fissati sul disegno a mezzo la loro distanza *orizzontale progressiva* (riferita alla origine della strada) e della loro *quota* od altezza rispetto ad un piano di paragone che può essere il *livello del mare medio* o un piano posto ad una determinata altezza sul mare

LIVELLETTE

SCALE

Lunghezze 1/2000

Altezze 1/200

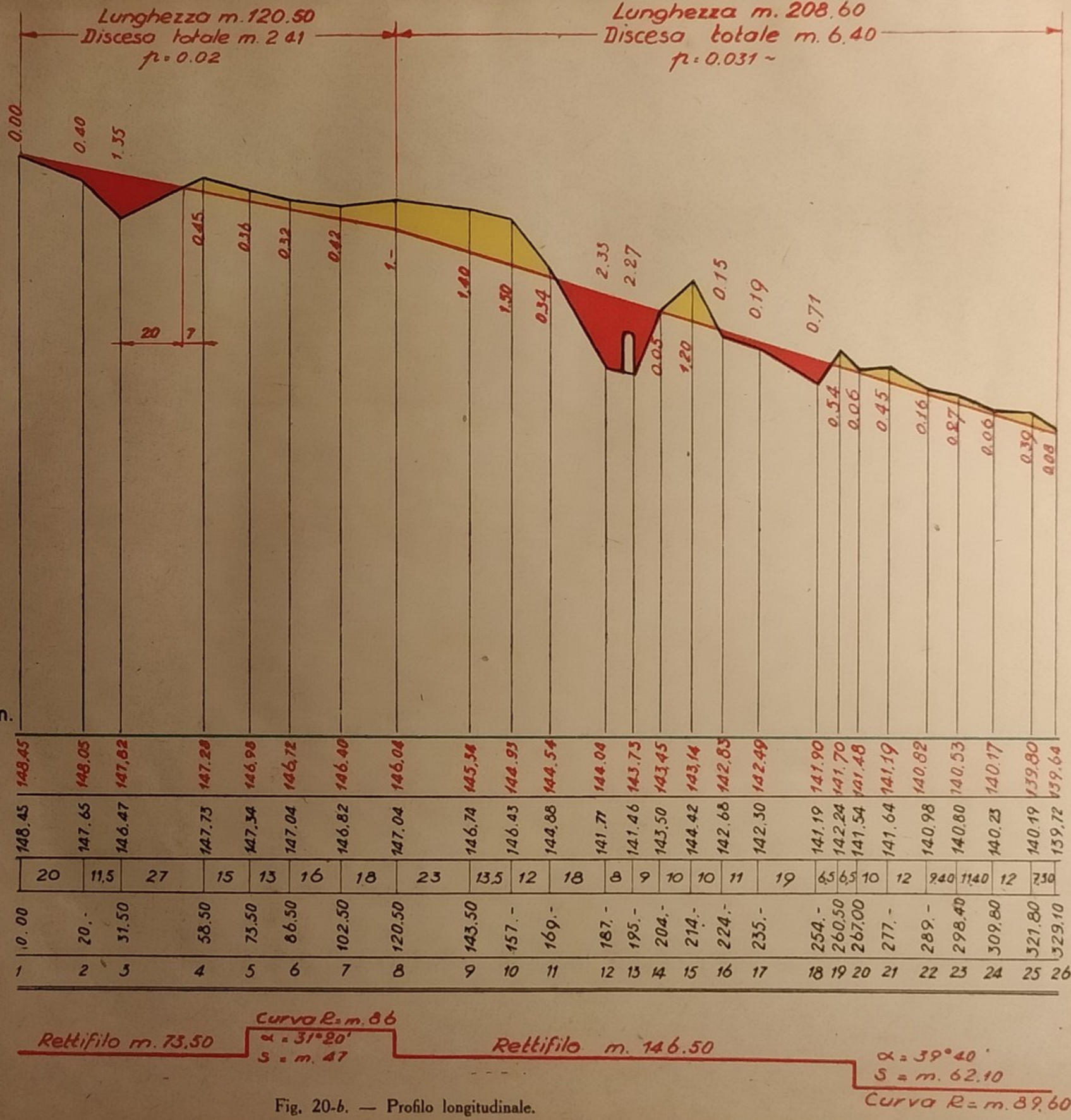


Orizzontale a m. 130 sul l.m.																									
Ordinate del progetto	148,45	148,05	147,82	147.28	146,98	146,72	146.40	146,04	145,54	144.93	144.54	144.04	143.73	143,45	143,14	142,83	142.49	141.90	141.70	141.48	141.19	140.82	140.53	140.17	139.80	139.64
Ordinate del terreno	148.45	147.65	146.47	147.73	147,34	147.04	146.82	147.04	146.74	146.43	144.88	141.71	141.46	143,50	144.42	142.68	142,30	141.19	142.24	141.54	141.64	140.98	140.80	140.23	140.19	139,72
Distanze parziali		20	11,5	27	15	13	16	18	23	13,5	12	18	8	9	10	10	11	19	6,5	6,5	10	12	9,40	11,40	12	7,30	
Distanze progressive	0.00	20.-	31.50	58.50	73.50	86.50	102.50	120.50	143.50	157.-	169.-	187.-	195.-	204.-	214.-	224.-	235.-	254.-	260.50	267.00	277.-	289.-	298.40	309.80	321.80	329.10	
Numero delle sezioni	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	

Rettifili e curve

Fig. 20-*b*. — Profilo longitudinale.

LIVELLETTE



SCALE

Lunghezze 1/2000

Altezze 1/200

Orizzontale a m. 130 sul l.m.																									
Ordinate del progetto	148,45	148,05	147,82	147.28	146,98	146,72	146.40	146,04	145,54	144,93	144.54	144.04	143.73	143,45	143,14	142,83	142.49	141.90	141.70	141.48	141.19	140.82	140.53	140.17	139.80	139.64
Ordinate del terreno	148.45	147.65	146.47	147.73	147,34	147.04	146.82	147.04	146.74	146.43	144,88	141.71	141.46	143,50	144.42	142.68	142,30	141.19	142.24	141.54	141.64	140.98	140.80	140.23	140.19	139,72
Distanze parziali		20	11,5	27	15	13	16	18	23	13,5	12	18	8	9	10	10	11	19	6,5	6,5	10	12	9,40	11,40	12	7,30
Distanze progressive	0. 00	20.-	31.50	58.50	73.50	86.50	102.50	120.50	143.50	157.-	169.-	187.-	195.-	204.-	214.-	224.-	235.-	254.-	260.50	267.00	277.-	289.-	298.40	309.80	321.80	329.10
Numero delle sezioni	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26

Rettifili e curve

Fig. 20-*b*. — Profilo longitudinale.

medio, la cui traccia generalmente si rappresenta con linea azzurra. Si ricorre ad un piano di paragone posto ad una determinata altezza sul livello del mare quando le ordinate dei vertici debbono essere accorciate di una stessa quantità, affinchè siano comprese nel foglio da disegno. Sulla traccia del piano di paragone si scriverà: « *Orizzontale a m. ... sul livello mare medio* ». Inoltre tracceremo delle rette parallele a detta orizzontale (vedi fig. 20 *b*) e fra le singole strisce comprese da queste parallele, cominciando dall'alto e andando verso il basso, scriveremo le diciture: « *ordinate del progetto, ordinate del terreno, distanze parziali, distanze progressive, numero delle sezioni* ». I vertici successivi del profilo naturale del terreno si debbono fissare utilizzando le distanze progressive, come abbiamo detto, anzichè le parziali, per evitare l'accumularsi dei piccoli errori grafici.

Unendo due a due i punti ottenuti, avremo una poligonale che rappresenterà il *profilo naturale del terreno* e che può chiamarsi *poligonale nera* perchè ordinariamente si disegna in inchiostro nero. Su questa poligonale si rappresentano schematicamente le intersezioni di corsi d'acqua, di strade, le altre particolarità topografiche ed i nomi dei Comuni cui appartengono i territori attraversati.

Nello studiare la poligonale d'asse della nuova strada (chiamata di *progetto* o *poligonale rossa* perchè si usa indicarla con inchiostro rosso), si cercherà di sostituire ai tratti relativamente brevi della poligonale nera, aventi generalmente delle pendenze assai diverse fra di loro, delle *livellette* più lunghe con pendenza non mai superiore a quella massima fissata dal progetto. Queste livellette dovranno passare per i punti obbligati del terreno e soddisfare possibilmente alla condizione di dar luogo a compenso fra lo scavo ed il riporto, senza oltrepassare la pendenza massima assegnata. La differenza fra la *ordinata nera* o del terreno e la *ordinata rossa* o di progetto, relative ad uno stesso picchetto d'asse, dicesi *quota rossa*. Essa può essere di *scavo* o di *riporto*, secondochè la quota del terreno è maggiore o minore della quota di progetto. Le quote rosse si scriveranno lateralmente all'ordinata, sotto o sopra la linea del terreno a seconda ch'esse rappresentino un'altezza di scavo o di riporto. Al disotto della dicitura «*N° delle sezioni*» del profilo longitudinale s'indicheranno con tratti orizzontali i *rettifili* della strada e con piccoli risalti i tratti in *curva*, facendo sporgere questi al disopra o al disotto della linea orizzontale, secondochè i centri di curvatura sono situati a sinistra o a destra di un osservatore che abbia la fronte rivolta verso la origine della strada. In ciascun risalto si annoterà il valore del raggio, dell'angolo al centro, della tangente e dello sviluppo della curva. Gli spazi compresi fra la linea del terreno e la linea del progetto si coloriranno in rosso carminio, se essi corrispondono a rialzi, e in giallo, se essi corrispondono a scavi. Trattandosi di profilo longitudinale di una *strada ferrata*, si dovrà dise-

gnare con linea azzurra la traccia del *piano del ferro*, posta al disopra del piano di formazione che è indicato con linea rossa. Inoltre, s'indicheranno con segni convenzionali le stazioni, le case cantoniere, i passaggi a livello, ecc.

Come esempio di profilo longitudinale vedasi la fig. 20 *b*, che è quello relativo al tronco di strada rappresentato in planimetria dalla fig. 20 *a*.

Problemi sulle livellette. — Nello studio della poligonale rossa o di progetto necessita applicare alcuni problemi sulle livellette. Perciò sarà opportuno illustrare qui appresso quelli più indispensabili allo studio e alla quotazione del profilo longitudinale:

1° *Dato un punto A di quota* q_A *e la pendenza* p *della livelletta, trovare la quota* q_B *di un punto B di essa, alla distanza D da A.*

Il dislivello fra i due punti A e B sarà $\pm p\,D$, assumendo il *segno più o meno*, secondochè il punto B è più alto o più basso di A. Allora la quota del punto B sarà espressa dalla seguente relazione:

$$q_B = q_A \pm p\,D\,.$$

2° *Date le quote* q_A *e* q_B *di due punti A e B, posti alla distanza D, trovare la pendenza della livelletta A B.*

La pendenza p della livelletta AB è, per la definizione stessa di *pendenza di una retta*, il quoziente fra il dislivello e la distanza orizzontale di due punti della retta stessa; quindi si ha: $p = \dfrac{q_B - q_A}{D}$.

3° *Da un punto A di nota quota* q_A *di un tratto di profilo longitudinale* (vedi fig. 21) *tracciare una livelletta che sia capace di dar luogo a compenso fra lo scavo ed il riporto.*

Si calcoleranno anzitutto le aree s_1, s_2, s_3 dei trapezi aventi per base le ordinate successive dei punti del terreno e per altezze le loro rispettive distanze intermedie d_1, d_2, d_3. Ponendo $S = s_1 + s_2 + s_3$, ed indicando con x la quota dell'altro estremo B della livelletta da costruire, la condizione di compenso fra lo scavo ed il riporto è espressa dall'equazione seguente:

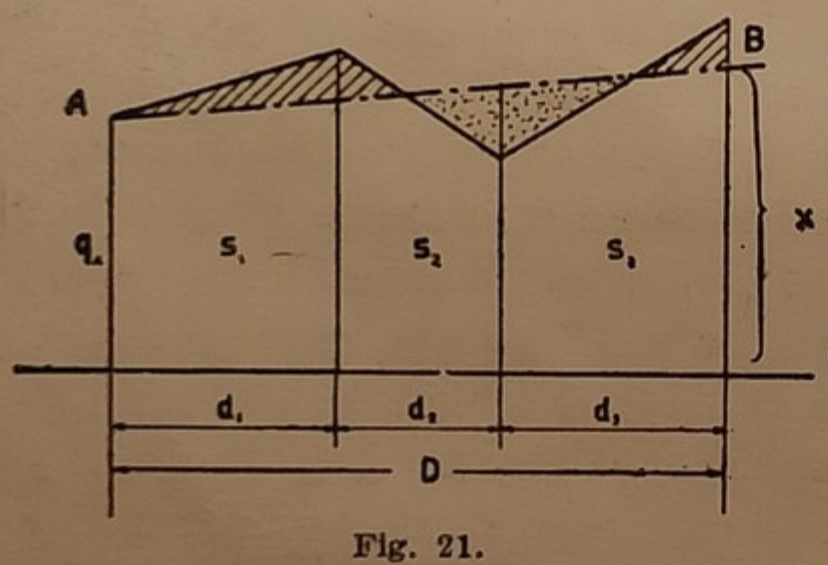


Fig. 21.

$$\frac{q_A + x}{2} D = S\,;$$

dalla quale ricaveremo l'incognita x:

$$x = \frac{2\,S}{D} - q_A\,.$$

Osservazione. — Calcolata la quota x dell'estremo B della livelletta, occorrerà assicurarci che la pendenza di questa non risulti maggiore di quella massima p ammessa dal progetto. Perciò dovremo verificare se è:

$$\frac{x - q_A}{D} < p\,.$$

4° *Dato un tratto di profilo longitudinale, sostituirlo con un'unica livelletta di assegnata pendenza* p, *capace di dar luogo a compenso fra lo scavo ed il riporto.*

Indichiamo con x ed y (vedi fig. 22) rispettivamente la quota maggiore e minore della livelletta di pendenza p che è capace di dar luogo a compenso fra lo scavo ed il riporto. Calcoliamo

le aree s_1, s_2, s_3 dei trapezi aventi per base le ordinate successive dei punti del terreno e per altezze le loro rispettive distanze intermedie d_1, d_2, d_3. Ponendo $S = s_1 + s_2 + s_3$, la condizione del compenso fra lo scavo ed il riporto sarà espressa dall'equazione:

$$\frac{x + y}{2} D = S .$$

La condizione che la livelletta AB abbia la pendenza p, sarà espressa dall'equazione:

$$\frac{x - y}{D} = p .$$

Sicchè il sistema risolvente sarà:

$$\begin{cases} \dfrac{x + y}{2} D = S \\ \dfrac{x - y}{D} = p \end{cases}$$

da cui si ricava:

$$\begin{cases} x = \dfrac{S}{D} + \dfrac{p D}{2} \\ y = \dfrac{S}{D} - \dfrac{p D}{2} \end{cases}$$

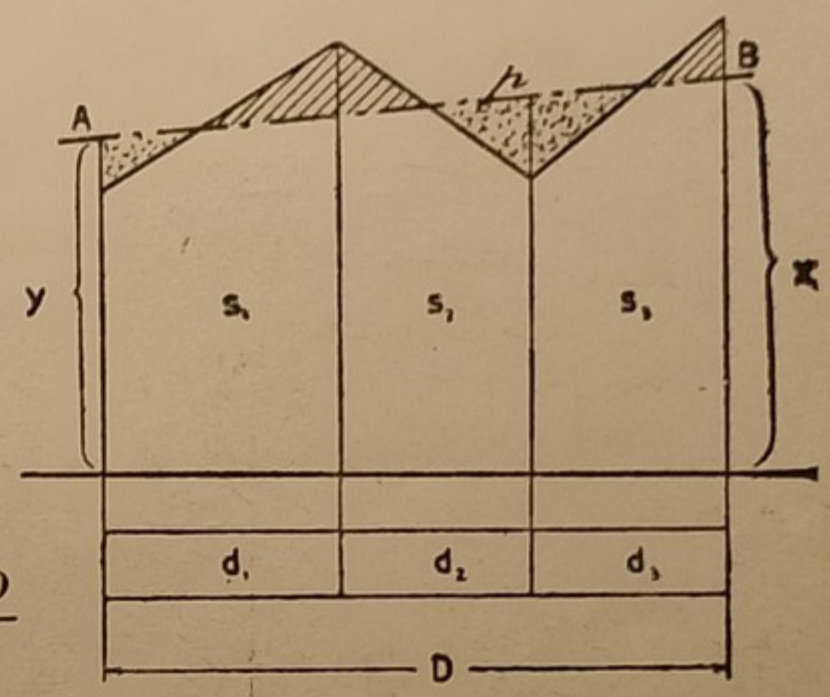


Fig. 22.

5° *Date le quote rosse di riporto* r *e di scavo* s *di due punti consecutivi A e B posti alla distanza D, trovare la distanza* d_1 *e* d_2 *dei punti A e B dal punto di passaggio P e la quota* q_P *di questo punto.*

Chiamasi *punto di passaggio* l'intersezione P (vedi fig. 23) della livelletta di progetto AB con la livelletta del terreno $A_1 B_1$. La *quota rossa* di un punto, come già sappiamo, è la differenza tra la quota di progetto e quella del terreno. Detta quota è positiva o negativa secondochè è di riporto o di scavo.

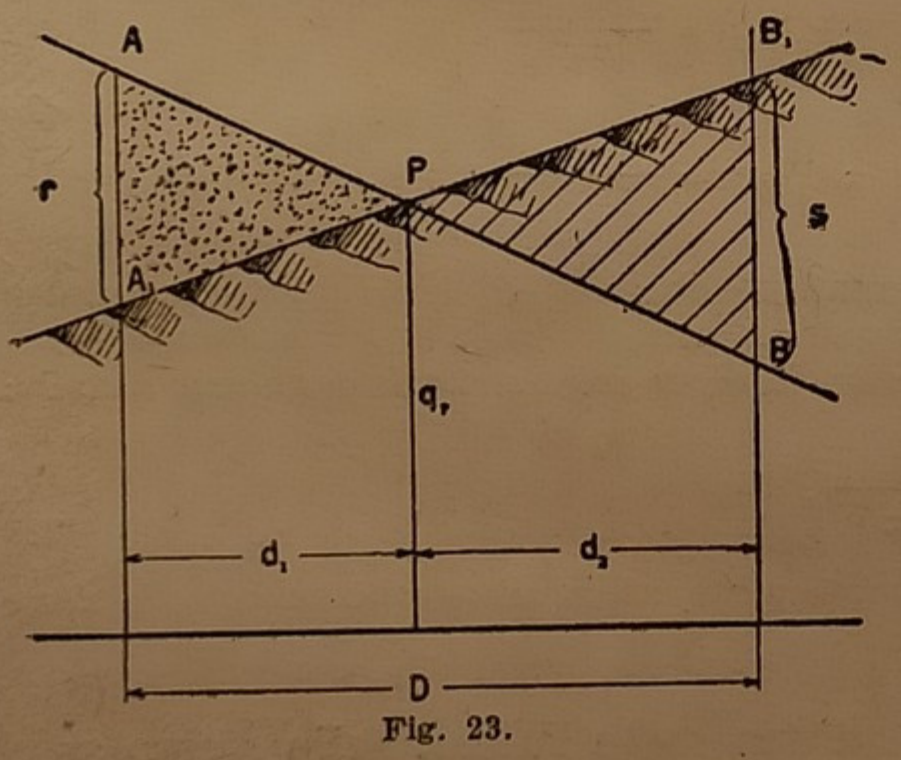


Fig. 23.

Dai due triangoli simili APA_1, BPB_1 si ricava:

$$d_1 : d_2 = r : s.$$

Componendo e risolvendo rispetto a d_1, si ottiene:

$$d_1 = D \cdot \frac{r}{r + s} ;$$

e quindi sarà:

$$d_2 = D - d_1 = D \cdot \frac{s}{r + s} .$$

Essendo nota d_1 si avrà subito la quota q_P del punto P (vedi probl. 1°).

6° *Date le quote rosse di riporto* r *e di scavo* s *di due punti consecutivi A e B e le pendenze della livelletta di progetto* p *e di quella del terreno* t, *trovare le distanze del punto di passaggio dalle ordinate di A e di B.*

Tracciando per P la orizzontale MN (vedi fig. 24 *a*) si possono verificare i seguenti casi: l'orizzontale incontra le due quote rosse r ed s, oppure le lascia una al disotto e l'altra al disopra (vedi fig. 24 *b*).

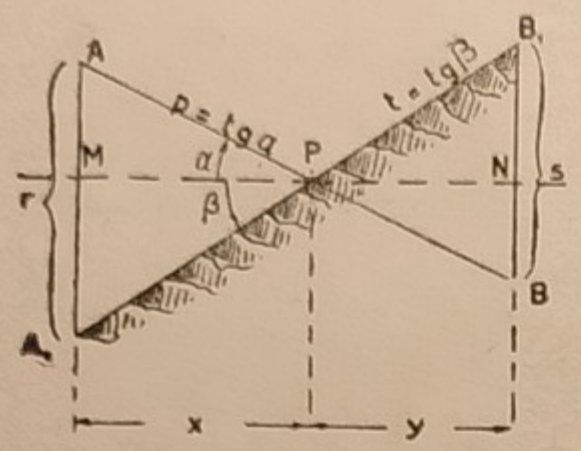


Fig. 24 *a*.

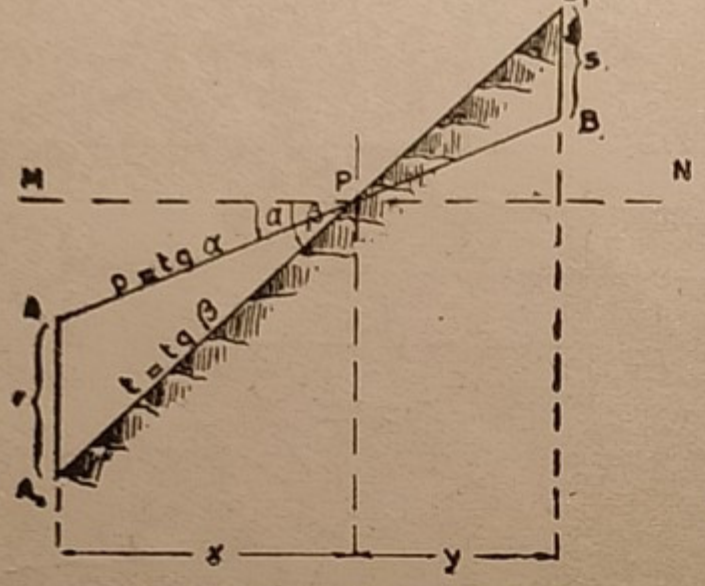


Fig. 24 *b*.

Considerando che nel primo caso si ha:

$$r = \overline{AM} + \overline{MA_1} \quad , \quad s = \overline{B_1N} + \overline{NB};$$

mentre nel secondo caso si ha:

$$r = \overline{MA_1} - \overline{MA} \quad , \quad s = \overline{B_1N} - \overline{NB}.$$

E poichè è:

$$\overline{AM} = x \operatorname{tg} \alpha = x \cdot p$$

$$\overline{MA_1} = x \operatorname{tg} \beta = x \cdot t$$

$$\overline{B_1N} = y \operatorname{tg} \beta = y \cdot t$$

$$\overline{NB} = y \cdot \operatorname{tg} \alpha = y \cdot p$$

si avrà pure, nel 1° caso:

$$r = x\,p + x\,t = x\,(p + t)$$
$$s = y\,t + y\,p = y\,(p + t)$$

e nel 2° caso:

$$r = x\,t - x\,p = x\,(t - p)$$
$$s = y\,t - y\,p = y\,(t - p)$$

E ricavando da queste equazioni x ed y, avremo:

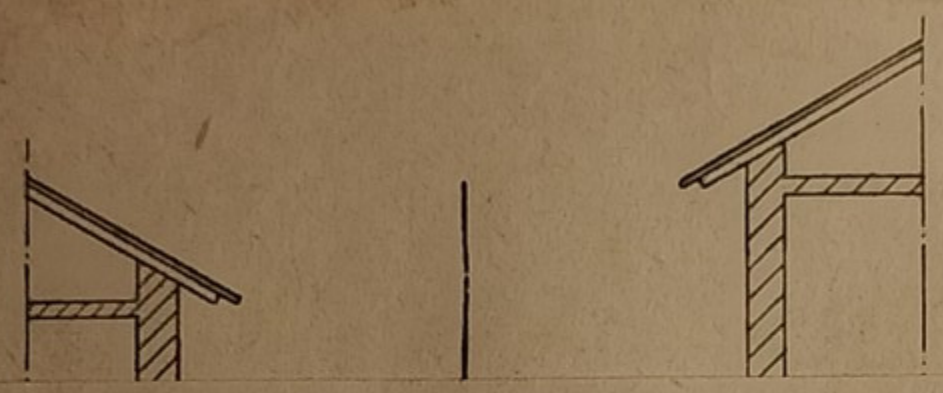
$$\left.\begin{array}{lll} \text{nel 1° caso} & x = \dfrac{r}{p+t} & ; \quad y = \dfrac{s}{p+t} \\ \text{nel 2° caso} & x = \dfrac{r}{t-p} & ; \quad y = \dfrac{s}{t-p}\,. \end{array}\right\} \qquad (1)$$

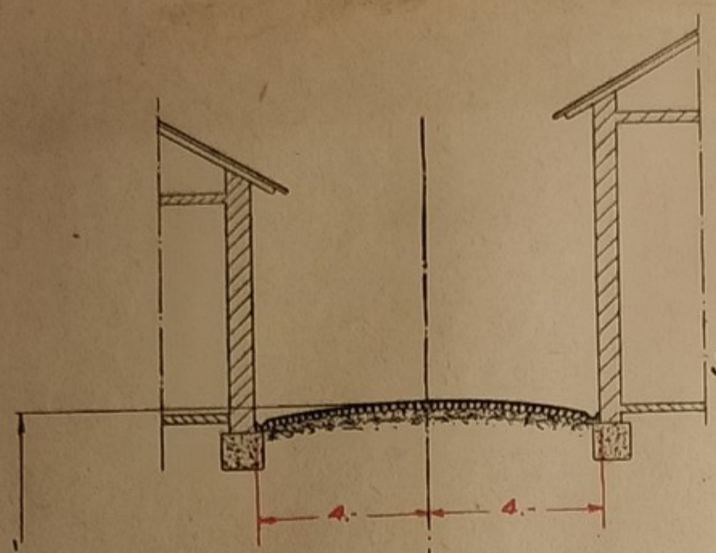
Dalle equazioni (1) possiamo ricavare la seguente regola: *se* p *e* t *sono le pendenze di due livellette ed* h *è il segmento che esse intercettano sulla stessa verticale (ossia la quota rossa di scavo o di riporto), la distanza* d *del punto d'incontro delle due livellette dalla verticale per* h *sarà data da:*

$$d = \frac{h}{p \pm t}\,,$$

assumendo il segno + o il — secondochè le due livellette pendono in senso contrario o nello stesso senso.

Sezioni trasversali. — Si disegnano l'una sotto l'altra, sullo stesso asse verticale, cominciando ordinatamente dalla prima e immaginando di muoversi a ritroso lungo l'asse stradale andando dall'origine al termine della strada. La scala generalmente adottata, tanto per le lunghezze quanto per le altezze,

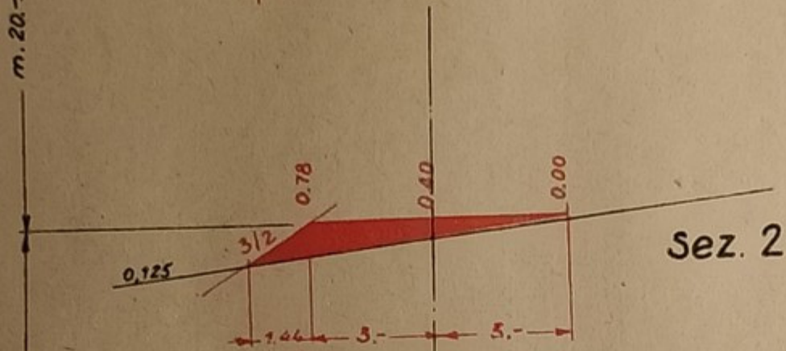




Sez. 1ª

$A_r = 0{,}00$

$A_s = 0.00$

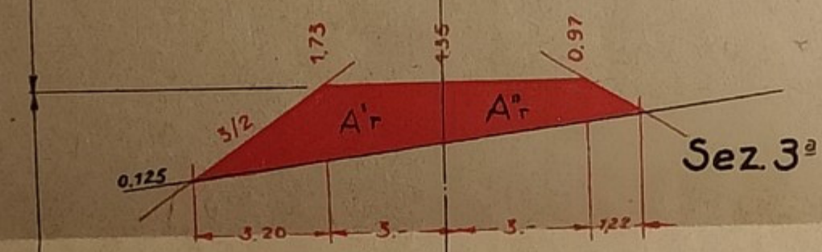


Sez. 2ª

$\frac{1.44 \times 0.78}{2}$ = m² 0.56

0,40 × 6 = " 2.40

A_r = m² 2,96



Sez. 3ª

$\frac{3{,}20 \times 1.73}{2}$ = m² 2,77

$\frac{1{,}73 + 1{,}35}{2} \cdot 3$ = " 4,62

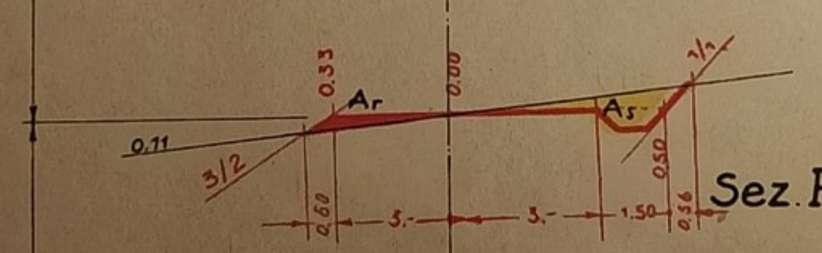
A'_r = 7,39

$\frac{1{,}35 + 0.97}{2} \cdot 3$ = m² 3,48

$\frac{0.97 \times 1.22}{2}$ = " 0,59

A''_r = 4,07

A_r = m² 11,46



Sez. P

$\frac{0.60 \times 0.33}{2}$ = m² 0.10

$\frac{0{,}33 \times 3}{2}$ = " 0.50

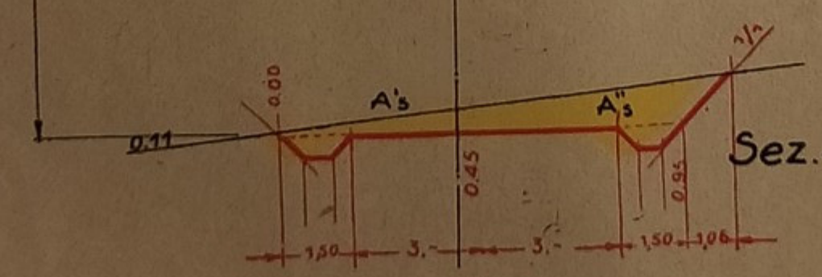
A_r = m² 0,60

$\frac{4.50 \times 0.50}{2}$ = m² 1.12

$\frac{0.50 \times 0.56}{2}$ = " 0,14

Cunetta " 0.50

A_s = m² 1.76



Sez. 4ª

$\frac{4.50 \times 0.45}{2}$ = m² 1.-

Cunetta " 0.50

A'_s = m² 1,50

$\frac{0.45 + 0.95}{2} \cdot 4.50$ m² 3,15

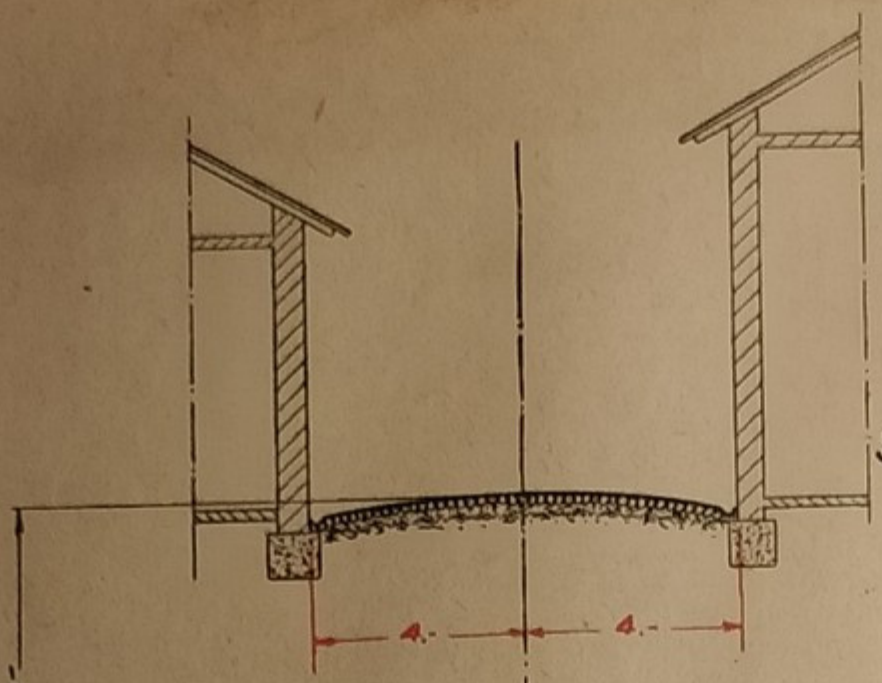
$\frac{0.95 \times 1.06}{2}$ = " 0.50

Cunetta " 0.50

A''_s = m² 4,15

A_s = m² 5.65

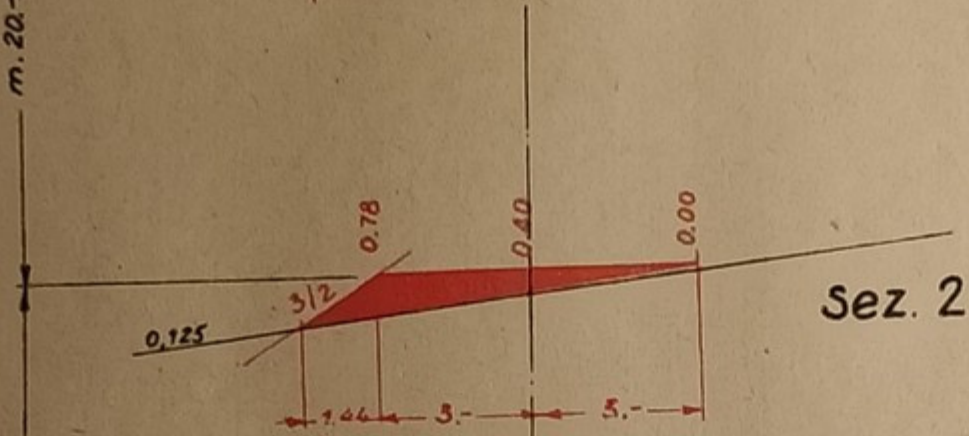
Fig. 20-c. — Sezioni trasversali (Scala: 1:200).



Sez. 1ª

A_r = 0,00

A_s = 0,00

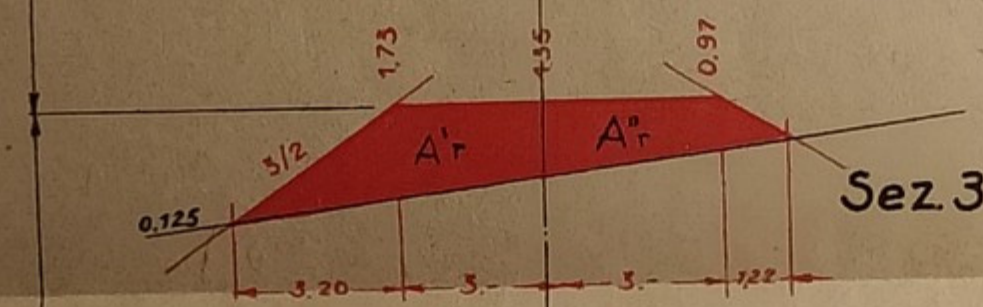


Sez. 2ª

$\frac{1.44 \times 0.78}{2}$ = m² 0,56

0,40 × 6 = " 2,40

A_r = m² 2,96



Sez. 3ª

$\frac{3,20 \times 1.73}{2}$ = m² 2,77

$\frac{1,73 + 1,35}{2} \cdot 3$ = " 4,62

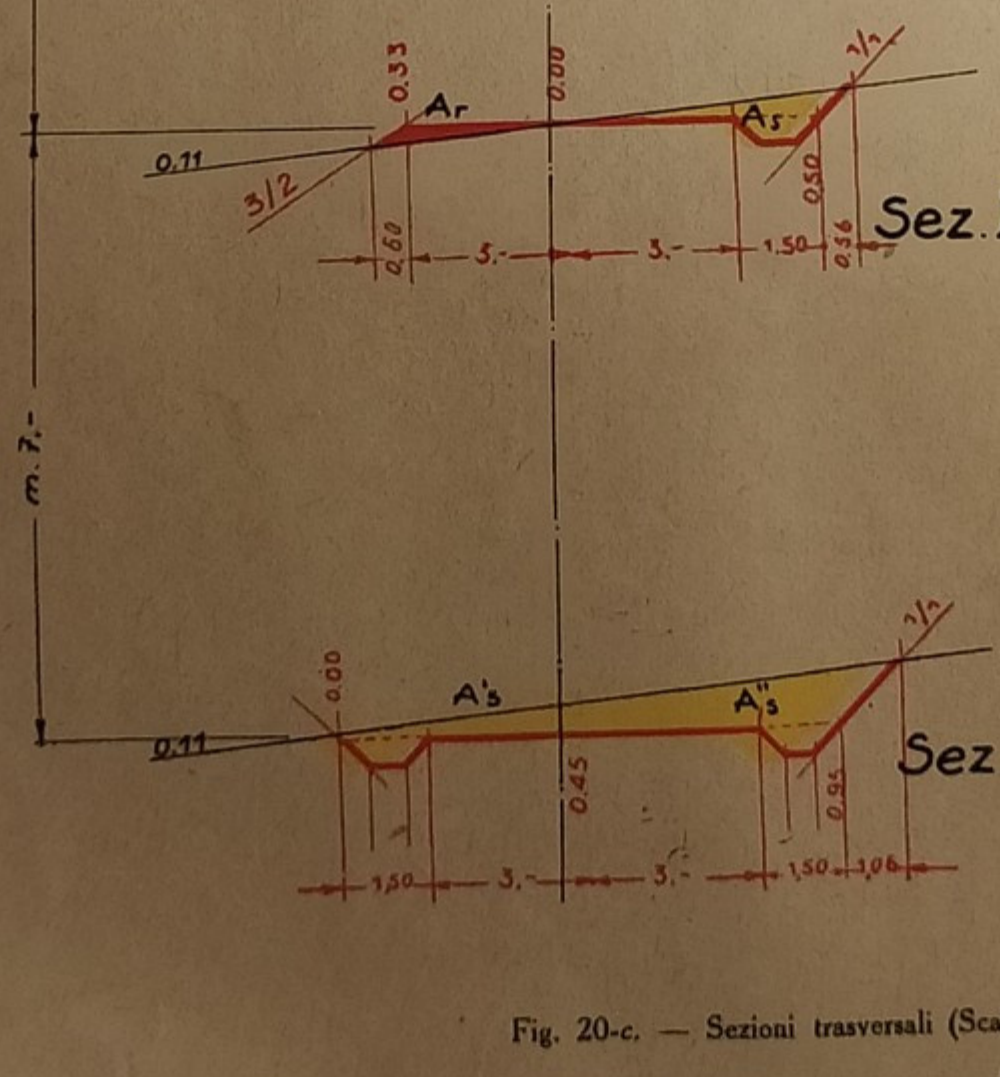
A'_r = 7,39

$\frac{1,35 + 0,97}{2} \cdot 3$ = m² 3,48

$\frac{0,97 \times 1,22}{2}$ = " 0,59

A''_r = 4,07

A_r = m² 11,46



Sez. P

$\frac{0.60 \times 0.33}{2}$ = m² 0,10

$\frac{0,33 \times 3}{2}$ = " 0,50

A_r = m² 0,60

$\frac{4.50 \times 0.50}{2}$ = m² 1,12

$\frac{0,50 \times 0,56}{2}$ = " 0,14

Cunetta " 0,50

A_s = m² 1,76

Sez. 4ª

$\frac{4.50 \times 0.45}{2}$ = m² 1,-

Cunetta " 0,50

A'_s = m² 1,50

$\frac{0,45 + 0,95}{2} \cdot 4.50$ m² 3,15

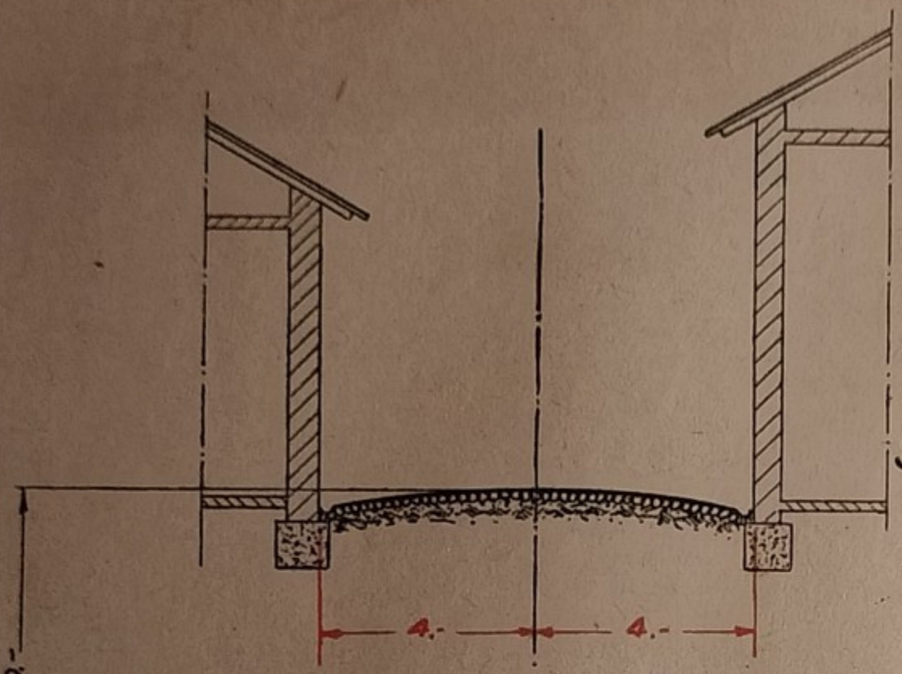
$\frac{0,95 \times 1,06}{2}$ = " 0,50

Cunetta " 0,50

A''_s = m² 4,15

A_s = m² 5,65

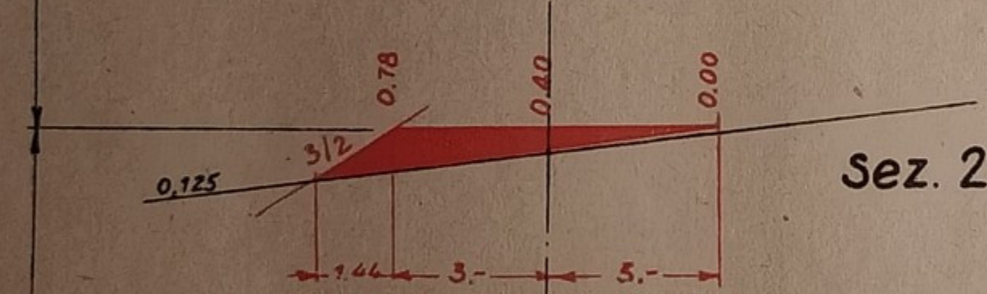
Fig. 20-c. — Sezioni trasversali (Scala: 1:200).



Sez. 1ª

A_r = 0.00

A_s = 0.00



Sez. 2ª

$\frac{1.44 \times 0.78}{2}$ = m.² 0.56

0,40 × 6 = " 2.40

Ar = m² 2.96

Sez. 3ª

$\frac{3,20 \times 1.73}{2}$ = m² 2.77

$\frac{1.73 + 1.35}{2} \cdot 3$ = " 4.62

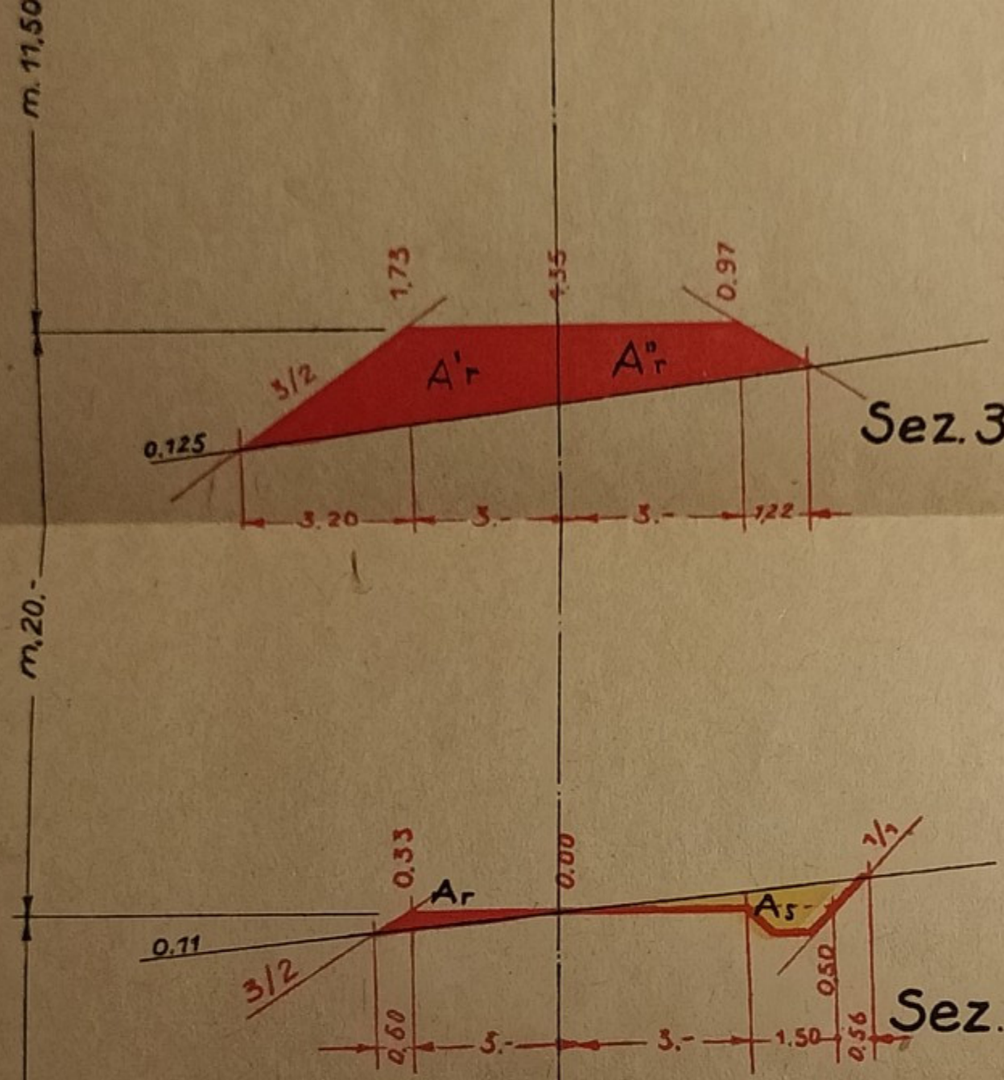
A'r = 7.39

$\frac{1.35 + 0.97}{2} \cdot 3$ = m² 3.48

$\frac{0.97 \times 1.22}{2}$ = " 0.59

A"r = 4.07

Ar = m² 11.46



Sez. 3ª

$\frac{3,20 \times 1.73}{2}$ = m² 2,77

$\frac{1,73 + 1,35}{2} \cdot 3$ = " 4,62

A'r = 7,39

$\frac{1,35 + 0.97}{2} \cdot 3$ = m² 3,48

$\frac{0.97 \times 1,22}{2}$ = " 0,59

A"r = 4.07

Ar = m² 11,46

Sez. P

$\frac{0.60 \times 0.33}{2}$ = m² 0.10

$\frac{0,33 \times 3}{2}$ = " 0.50

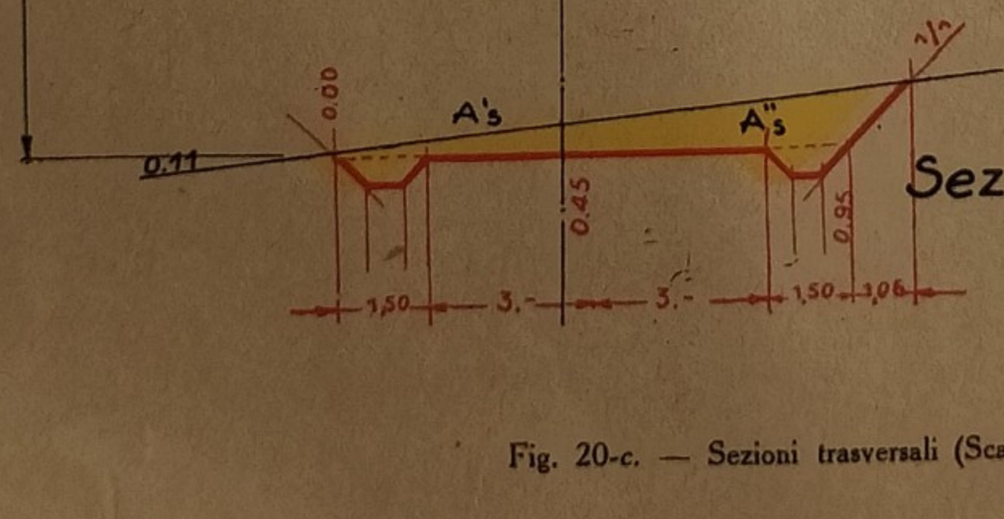
Ar = m² 0,60

$\frac{4.50 \times 0.50}{2}$ = m² 1.12

$\frac{0.50 \times 0.56}{2}$ = " 0,14

Cunetta " 0.50

As = m² 1.76



Sez. 4ª

$\frac{4.50 \times 0.45}{2}$ = m² 1.-

Cunetta " 0.50

A's = m² 1.50

$\frac{0.45 + 0.95}{2} \cdot 4.50$ m² 3.15

$\frac{0.95 \times 1.06}{2}$ = " 0.50

Cunetta " 0.50

A"s = m² 4.15

As = m² 5.65

Fig. 20-c. — Sezioni trasversali (Scala: 1:200).

è di 1/200 o 1/100. Si possono accorciare le ordinate prendendo una orizzontale di riferimento rialzata a piacere sul livello del mare medio, affinchè il disegno di ogni sezione non ingombri soverchiamente l'altezza del foglio.

Disegnato il profilo trasversale del terreno, si metterà a posto la quota rossa d'asse dedotta dal profilo longitudinale, segnandola al disopra o al disotto del picchetto d'asse del terreno, secondochè trattasi di quota rossa di rinterro o di scavo.

Per il punto d'asse così fissato si disegnerà la orizzontale che rappresenterà la traccia del *piano di formazione* della strada e vi si riporterà, a partire dall'asse e andando tanto verso destra quanto verso sinistra, la metà larghezza della piattaforma stradale. Dagli estremi di questo segmento, che rappresentano i *cigli* della piattaforma, si disegneranno le tracce delle scarpate del terrapieno o della trincea, secondochè si riscontrerà esservi un riporto od uno scavo di terra.

Generalmente, come abbiamo già accennato (vedi pag. 12) per le terre di media consistenza si fisseranno le scarpe del rilevato del 3/2 e quelle della trincea dell'1/1. Se la strada è in scavo, si prolungherà la linea della piattaforma al di là dei cigli di una lunghezza eguale alla larghezza superiore del fossato di scolo e poi, fissata la profondità del fossetto, si disegneranno le scarpate della trincea che, prolungate verso il basso, formeranno le *controscarpe* dei fossetti.

Il profilo trasversale della strada si disegna in rosso e accanto ai vertici di questo si scriveranno i valori delle quote rosse, cioè le differenze fra le ordinate del progetto e del terreno relative alla stessa verticale. Le aree di riporto di ogni sezione trasversale si coloriranno in rosso carminio e quelle in scavo in giallo, come abbiamo detto per il profilo longitudinale. Accanto ad ogni sezione si scriverà il proprio numero e la distanza fra due sezioni consecutive si scriverà di fianco fra le sezioni stesse.

Come esempio (vedi fig. 20 *c*) riportiamo le prime cinque sezioni trasversali relative al tronco di strada già rappresentato in planimetria e in profilo longitudinale. Disegnate queste sezioni nel modo già descritto, si passerà al calcolo delle quote rosse ed infine delle aree, utilizzando, preferibilmente, il *metodo numerico* che risulta più preciso di quello *meccanico* e *grafico* (vedi i *Trattati di Topografia*) pur essendo più lento di questi ultimi. Per la sezione 1ª si suppone che non vi sia alcun movimento di terra, risultando il piano stradale già definito da quello esistente fra le abitazioni che figurano in planimetria. Per la sezione 2ª, dagli elementi dati e cioè quota rossa d'asse in m. 0,40, metà larghezza piattaforma stradale in m. 3, scarpa del rilevato 3/2 (pendenza $2/3 = \sim 0{,}667$) e pendenza trasversale del terreno in 0,125 (dedotta dalla planimetria a curve di livello), deduciamo subito le quote rosse e le ascisse dei punti di passaggio, applicando alcuni problemi sulle livellette. Infatti: cominciando dal picchetto d'asse e procedendo verso sinistra troviamo la quota rossa di riporto, essendo:

$$0{,}40 + 3 \times 0{,}125 = 0{,}40 + 0{,}38 = \text{m. } 0{,}78$$ (vedi 1° probl. sulle livellette, pag. 38).

L'intersezione della traccia della scarpata con la linea del terreno (cioè il punto di passaggio dista dalla ordinata relativa alla quota rossa m. 0,78 della quantità (vedi probl. 6° pag. 39) $d = \frac{h}{p - t} = \frac{0{,}78}{0{,}667 - 0{,}125} =$ m. 1,44. La quota rossa a destra del picchetto d'asse può ritenersi eguale a zero perchè si ha:

$$0{,}40 - 3 \times 0{,}125 = 0{,}40 - 0{,}38 = \text{m. } 0{,}02.$$

Si può ora passare al calcolo dell'area di questa sezione 1ª, osservando ch'essa è composta di un triangolo di base m. 0,78 e di altezza m. 1,44 e di un triangolo di base m. 0,78 e di altezza m. 6. Il calcolo numerico si usa riportarlo a lato della sezione stessa (vedi fig. 20 *c*). L'area di riporto, A_r, di questa sezione, risulta di m² 2,96.

Per la sezione 3ª procedendo dal picchetto d'asse verso sinistra (vedi fig. 20 *c*) si ha:

$$1{,}35 + 3 \times 0{,}125 = \text{m. } 1{,}73, \text{ quota rossa di riporto.}$$

Ascissa del punto di passaggio: $d = \frac{h}{p - t} = \frac{1{,}73}{0{,}667 - 0{,}125} = \sim$ m. 3,20.

Procedendo invece verso destra:

$$1{,}35 - 3 \times 0{,}125 = \text{m. } 0{,}97, \text{ quota rossa di riporto.}$$

Ascissa del punto di passaggio: $d = \frac{h}{p + t} = \frac{0{,}97}{0{,}667 + 0{,}1325} = \sim$ m. 1,22.

L'area della sezione è composta di due triangoli e di un trapezio. Per ragioni che diremo più avanti dovremo valutare separatamente le due aree A_r', A_r'' poste a sinistra e a destra dell'asse e poi dedurre la loro somma A_r che risulta di m² 11,46.

Nella sezione *P* (che sul profilo longitudinale corrisponde al punto di passaggio dal riporto allo scavo), a sinistra dell'asse si ha riporto di terra. Procedendo come per le precedenti sezioni si trovano gli elementi dei due triangoli componenti l'area e quindi si calcola quest'ultima che risulta di m² 0,60.

Invece a destra dell'asse si ha uno scavo di terra, per cui dovremo tracciare il fossetto di scolo che fisseremo profondo m. 0,50, largo al fondo m. 0,50 e con scarpe dell'1/1. Cosicchè l'area del fossetto risulterà di: $\frac{0{,}50 + 1{,}50}{2}\ 0{,}50 =$ m² 0,50.

Calcolando le altre quote della sezione di scavo e quindi l'area, otteniamo: $A_s =$ m² 1,76.

Per la sezione 4ª dopo aver calcolato le quote, seguendo il consueto procedimento, si valuteranno separatamente le due aree a sinistra e a destra dell'asse e quindi l'area totale che risulterà di m² 5,65.

Disegni delle opere d'arte. — Per le opere d'arte si allestiranno i disegni nella scala 1/100 o 1/200, secondo la minore o maggiore estensione dell'opera. Per le opere d'arte di minore importanza, come *tombini*, *muretti di sostegno*, *sagome di sezioni stradali in trincea od in rilevato con muri di rivestimento;* e per le strade ferrate, i tipi di *case cantoniere*, di *stazioni di secondaria importanza*, di *passaggi a livello*, ecc., saranno sufficienti i disegni di alcuni *tipi normali* che definiscono le forme, la struttura e le principali dimensioni del manufatto o dell'opera, di cui si gioverà il costruttore per applicarli caso per caso durante l'esecuzione dei lavori, dopo aver riscontrato che le condizioni del terreno

permettono l'adozione di questi tipi senza bisogno di doverli modificare nelle loro linee essenziali. I disegni di opere d'arte di una certa importanza dovranno comprendere una pianta, un prospetto, una sezione longitudinale, una o più sezioni trasversali, e talvolta i particolari e le sagome di qualche parte più interessante, disegnati su scala maggiore. Se si tratta di ponti, di muri contro-acqua, ecc. si segnerà il pelo delle acque magre, delle ordinarie e quello delle massime piene. Per i ponti di una certa importanza, prima di allestire i disegni, si dovrà rilevare il profilo dell'alveo ed alcune sezioni normali del corso d'acqua a monte del futuro manufatto, per potere determinare la portata del corso stesso. Inoltre si dovranno fare degli assaggi del terreno di fondazione per stabilire se sia opportuno operare un consolidamento del sottosuolo, ecc.

Se trattasi di opere d'arte molto importanti, cioè di grandi ponti, gallerie, ecc. i progetti verranno eseguiti a parte, cioè staccati da quello generale della strada.

In ogni caso, i disegni dovranno sempre quotarsi con molta cura affinchè sia facilitata l'esecuzione del computo metrico dei lavori dei singoli manufatti.

COMPUTO METRICO DEI LAVORI E DELLE ESPROPRIAZIONI. — Il computo metrico, in generale, sarà relativo alle *occupazioni dei terreni*, al *movimento e trasporto delle terre*, alle *opere d'arte* e costituirà un solo allegato del progetto. Il computo metrico per le occupazioni dei terreni indicherà le dimensioni, la quantità, la qualità ed il prezzo del terreno che diventerà *sede stradale*, il territorio o i territori da espropriarsi ed il nome e cognome dei proprietari. Si farà particolare menzione di quei proprietari, ai quali, per effetto della vigente legge sulle espropriazioni per causa di pubblica utilità, sia dovuta un'indennità oltre il valore del terreno occupato, oppure sia da detrarre una certa aliquota in conseguenza di speciali vantaggi acquisiti dalla parte di fondo non espropriata.

In generale la superficie di terreno che occuperà la strada sarà limitata da una parte e dall'altra dell'asse stradale, dai piedi delle scarpate del rilevato o dai cigli superiori delle scarpate della trincea. In un tronco di strada limitato da due sezioni, una di riporto e l'altra di sterro, l'espropriazione comprenderà tutto il trapezio i cui lati uniscono i piedi delle scarpate della sezione di riporto con i cigli superiori delle scarpate della sezione di sterro.

Trattandosi di lavori da eseguirsi per conto dello Stato, per il computo metrico dell'occupazione dei terreni si utilizzerà il prospetto riportato a pag. 228 della parte 1ª, vol. II, *Teoria e pratica delle Costruzioni.*

La zona di espropriazione, che sarà compresa fra due poligonali, sarà rilevata nelle sue divisioni di coltura e di proprietà per poi passare a disegnare il *piano parcellare* nella scala 1/500. Quando sia possibile, si può risparmiare il

lavoro di rilevamento utilizzando le mappe catastali bene aggiornate, dalle quali si potrà ricavare una copia del piano parcellare che c'interessa.

Il computo metrico dei movimenti di terra dovrà indicare le figure geometriche in cui si scompongono le sezioni. Nel calcolare il volume di terra compreso fra due sezioni stradali si può presentare il caso che le due sezioni siano tutte e due di riporto o tutte due di scavo, oppure una di riporto e l'altra

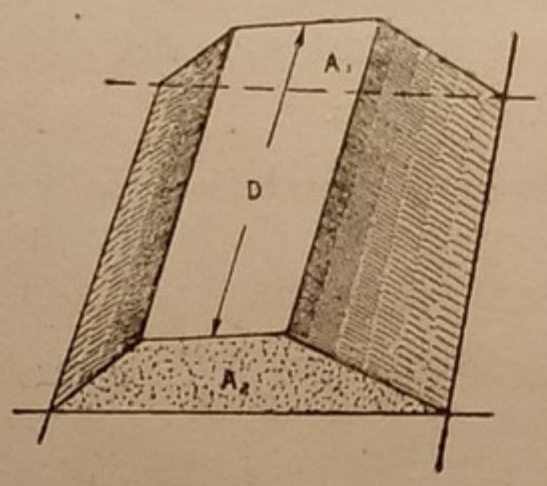


Fig. 25 *a*.

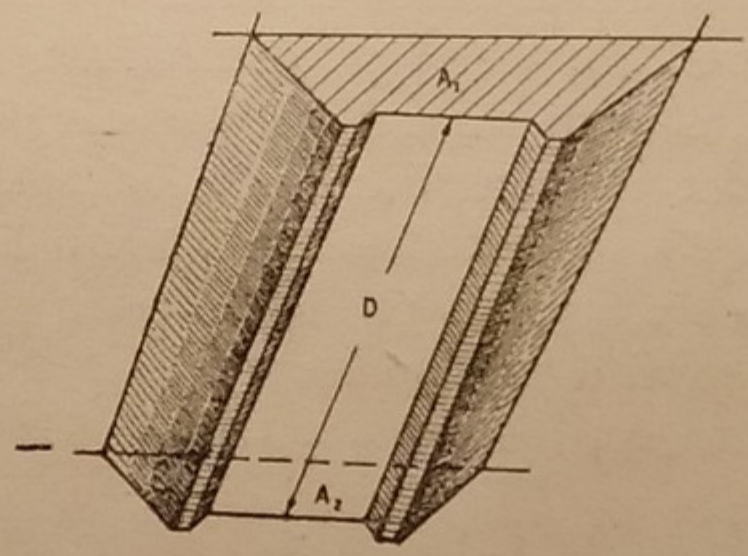


Fig. 25 *b*.

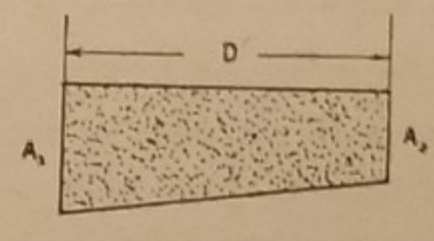


Fig. 26 *a*.

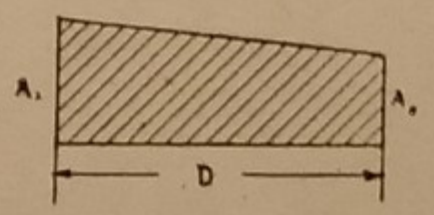


Fig. 26 *b*.

di scavo. In ogni caso, per la irregolarità del terreno e per la diversa inclinazione e lunghezza delle scarpate, non si potrà determinare il volume di terra che approssimativamente. Praticamente i volumi dei rialzi e degli scavi vengono calcolati facendo la media aritmetica delle aree delle due sezioni estreme e moltiplicandola per la distanza tra le sezioni stesse. Per quelle sezioni in cui si passa in tutto od in parte dal rilevato allo scavo, o viceversa, si calcolerà anzitutto la distanza del punto intermedio di passaggio dall'una all'altra sezione e poi si moltiplicherà metà della superficie di ciascuna sezione per la sua distanza dal punto di passaggio. Questo procedimento convenzionale approssimato è chiamato *metodo delle sezioni ragguagliate*. Esso dà buoni risultati se le due sezioni successive che limitano il solido di terra hanno poco diverse le lunghezze delle loro proiezioni orizzontali, oppure poco diverse le loro quote d'asse.

Chiamando con A_1, A_2 le aree di due sezioni trasversali completamente di riporto o di scavo, con D la loro distanza orizzontale (che se il tronco di strada è in curva rappresenterà lo sviluppo dell'asse in curva del tronco stesso) il metodo delle sezioni ragguagliate fornisce il volume V del solido di riporto o di scavo (vedi figg. 25 *a* e *b*), cioè il volume del *prismoide* compreso fra le due sezioni trasversali, essendo:

$$V = \frac{A_1 + A_2}{2} \cdot D .$$

Si può rappresentare graficamente detto volume di terra tracciando dagli estremi di un segmento orizzontale D, che rappresenta in una certa scala la distanza fra le due sezioni (vedi fig. 26 *a-b*) le ordinate A_1 e A_2 (prese al disotto o al disopra di D, secondochè esse sono di riporto o di scavo), assumendo per le aree una scala convenzionale, per es. 1 *mm. per* m^2. L'area del trapezio così costruito rappresenterà il volume V del solido di riporto o di scavo. Se le due sezioni trasversali successive sono di diversa specie e cioè una è di riporto e l'altra è di scavo, la piattaforma stradale dovrà incontrare il terreno naturale secondo una linea. Praticamente si sostituisce a questa linea una retta p-p perpendicolare all'asse (vedi fig. 27) che dividerà la distanza D in due parti d_r, d_s che sono proporzionali alle aree di riporto A_r e di scavo A_s, ossia:

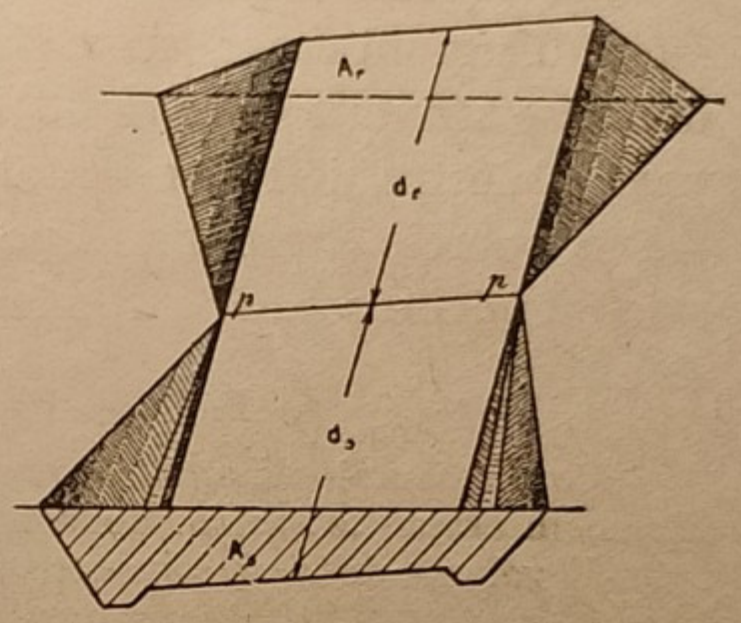


Fig. 27.

$$d_r : d_s = A_r : A_s.$$

Da questa proporzione, componendo ed osservando che $d_r + d_s = D$, si ricava:

$$d_r = \frac{A_r}{A_r + A_s} \cdot D \quad ; \quad d_s = \frac{A_s}{A_r + A_s} \cdot D \tag{1}$$

Perciò il volume di riporto V_r e quello di scavo V_s saranno:

$$V_r = \frac{A_r}{2} \cdot d_r \quad ; \quad V_s = \frac{A_s}{2} \cdot d_s . \tag{2}$$

Sostituendo in queste le (1) avremo:

$$V_r = \frac{A_r^2}{A_r + A_s} \cdot \frac{D}{2} \quad ; \quad V_s = \frac{A_s^2}{A_r + A_s} \cdot \frac{D}{2} . \tag{3}$$

Possiamo rappresentare graficamente le due distanze parziali d_r, d_s e i due volumi di terra V_r, V_s costruendo in una certa scala la fig. 28, tenendo presente per la distanza D e per le aree A_r, A_s le avvertenze date prima.

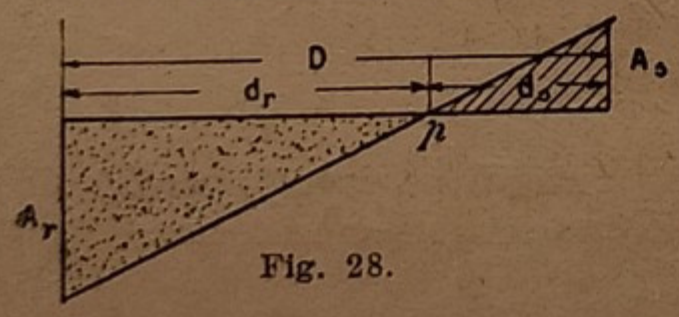


Fig. 28.

Può presentarsi il caso che una o tutte e due le sezioni trasversali successive siano *miste* e cioè siano parte in riporto e parte in scavo. In tal caso per i punti di passaggio delle stesse sezioni immagineremo di condurre altrettanti piani verticali paralleli all'asse stradale. Per esempio, nella sezione P della fig. 20 *c* si è immaginato condotto il piano verticale secondo l'asse stradale che ha diviso

in due aree A_r', A_r'' l'area totale della sezione 3ª precedente e in due aree A_s', A_s'' l'area totale della sezione 4ª susseguente. Perciò il problema si riconduce ai casi precedentemente studiati, potendosi presentare o il caso che le due parti di sezioni consecutive siano tutte di riporto (come lo sono le parti a sinistra dell'asse stradale delle sez. 3ª e P della fig. 20 *c*) o tutte di scavo (come lo sono le parti a destra dell'asse stradale delle sez. P e 4ª) od una di riporto e l'altra di scavo e perciò con punti di passaggio (come lo sono le due parti a destra dell'asse stradale delle sez. 3ª e P e le due parti a sinistra dell'asse stradale delle sezioni P e 4ª).

Come esempio di applicazione delle formole viste sopra per il calcolo dei volumi, riprendiamo in esame le sezioni della fig. 20 *c*.

Il volume di terra compreso fra la 1ª e 2ª sezione è:

$$V_r = 2{,}96 \times \frac{20}{2} = \text{m}^3\ 29{,}600\ .$$

Il volume di terra fra la 2ª e 3ª sezione è:

$$V_r = \frac{2{,}96 + 11{,}46}{2} \times 11{,}50 = \text{m}^3\ 82{,}915\ .$$

Il volume di terra fra le sezioni 3ª e P è parte di riporto e parte di scavo, per cui a sinistra dell'asse stradale abbiamo:

$$V_r = \frac{7{,}39 + 0{,}60}{2} \times 20 = \text{m-}\ 79{,}900\ .$$

A destra dell'asse stradale essendovi una sezione di riporto ed una di scavo, dovremo anzitutto calcolare la distanza del punto di passaggio (vedi formole 1 pag. 45).

$$d_r = \frac{4{,}07}{4{,}07 + 1{,}76} \times 20 = \text{m.}\ 14$$

$$d_s = \frac{1{,}76}{4{,}07 + 1{,}76} \times 20 = \text{m.}\ 6\ .$$

Quindi avremo:

$$V_r = \frac{4{,}07}{2} \times 14 = \text{m}^3\ 28{,}490.$$

$$V_s = \frac{1{,}76}{2} \times 6 = \text{m}^3\ 5{,}280\ .$$

Fra le sezioni P e 4ª dobbiamo pure trovare la distanza del punto di passaggio, perchè a sinistra dell'asse stradale abbiamo un riporto per la sezione P ed uno scavo per la sezione 4ª.

Perciò sarà:

$$d_r = \frac{0{,}60}{0{,}60 + 1{,}50} \times 7 = \text{m.}\ 2$$

$$d_s = \frac{1{,}50}{0{,}60 + 1{,}50} \times 7 = \text{m.}\ 5\ .$$

Quindi avremo:

$$V_r = \frac{0,60}{2} \times 2 = \text{m}^3\ 0,600$$

$$V_s = \frac{1,50}{2} \times 5 = \text{m}^3\ 3,750\ .$$

A destra dell'asse stradale abbiamo tutto scavo cioè:

$$V_s = \frac{1,76 + 4,15}{2} \times 7 = \text{m}^3\ 20,685\ .$$

Riepilogando: il volume di riporto per il tronco di strada in esame sarà:

$$29,600 + 82,915 + 79,900 + 28,490 + 0,600 = \text{m}^3\ 221,505\ ;$$

mentre il volume di scavo sarà:

$$5,280 + 3,750 + 20,685 = \text{m}^3\ 29,715$$

Perciò sarà:

$$\text{m}^3\ 221,505 - 29,715 = \text{m}^3\ 191,790\ ,$$

l'*eccedenza* del riporto sullo scavo pel tronco di strada considerato.

Profilo delle masse. — Per rendere evidente all'occhio il movimento di terra suddetto, possiamo allestire un grafico chiamato *profilo delle masse*. Su una orizzontale di base riportiamo successivamente la distanza fra le singole sezioni (vedi fig. 20 *d* nella quale si è scelta la scala 1/500 per le lunghezze). Per gli estremi delle successive distanze tracciamo le perpendicolari e su queste riportiamo le aree delle rispettive sezioni secondo una scala convenzionale (vedi figura 20 *d*: si è assunta la scala 1 *cm. per ogni* m^2), riportando sotto la fondamentale le aree di riporto e sopra le aree di scavo, come abbiamo già accennato a pag. 45. Per quelle sezioni suddivise in due o più aree, si dovrà riportare ogni area sulla stessa verticale, sempre a partire dalla retta fondamentale, e quindi l'area totale della sezione stessa. Per esempio la sezione 3ª di area totale m^2 11,46 è composta di due aree $A'_r = m^2$ 7,39 e $A''_r = 4,07$. Perciò se la scala convenzionale è di 1 *cm. per ogni* m^3, riporteremo sulla verticale per il punto 3 e verso il basso cm. 4,07, cm. 7,39 e cm. 11,46, sempre a partire dalla fondamentale.

Tenendo presenti le sezioni trasversali (vedi anche fig. 20 *c*), uniremo il punto (0,00) col punto (2,96) ed otteniamo così un triangolo rettangolo la cui area rappresenta il volume di terra di riporto compreso fra le prime due sezioni trasversali. Unendo i due punti di quote (2,96) e (11,46) otteniamo l'area di un trapezio rettangolo che rappresenta il volume di terra di riporto compreso fra la 2ª e 3ª sezione trasversale. Osservando le sezioni trasversali (vedi fig. 20 *c*) dovremo comporre le due aree di riporto delle sezioni 3ª e *P* poste a sinistra dell'asse stradale: perciò uniremo i punti di quote (7,39) e (0,60) ottenendo un trapezio rettangolo la cui area rappresenta il volume di riporto compreso fra le sezioni 3ª e *P* a sinistra dell'asse stradale. Le parti di sezione 3ª e *P* poste a destra dell'asse stradale sono una di riporto e l'altra di scavo: unendo i punti di quote (4,07) e (1,76) attraverseremo la retta fondamentale nel punto *p* di passaggio che dista di m. 14 e m. 6 rispettivamente dalla sezione 3ª e *P*, come abbiamo trovato analiticamente. Si viene a trovare così un triangolo rettangolo, posto sotto la retta fondamentale che rappresenta il volume di riporto, e un triangolo rettangolo, di minore area, posto al disopra della stessa retta fondamentale, che rappresenta il volume di scavo fra le sezioni 3ª e *P* a destra dell'asse stradale. Ma il triangolo rettangolo posto al disotto della retta fondamentale è sovrapposto al trapezio determinato prima coll'unire i punti di quote (7,39)

e (0,60). Osserviamo che conducendo per p la verticale sino ad incontrare in a il lato obliquo del trapezio, ed unendo detto punto a con il punto di quota (11,46), si ottiene il triangolo di vertici (7,39), (11,46), a che ha la stessa area del triangolo rettangolo di vertici 3, (4,07), p, (poichè essi hanno la stessa base, 4,07, e la stessa altezza 14). Perciò il volume di riporto compreso fra le sezioni 3ª e P sarà rappresentato dal nuovo trapezio rettangolo di lato obliquo (11,46) a e da quello di lato obliquo a (0,60).

Per avere il volume di terra compreso fra le sezioni P e 4ª dovremo unire il punto di quota (0,60) situato sotto la retta fondamentale col punto di quota (1,50) situato sopra la retta stessa. Determineremo così il punto di passaggio p_1, che dista di m. 2 e m. 5 rispettivamente dalle sezioni P e 4ª, come abbiamo trovato analiticamente. Il triangolo di vertici P, p_1, (0,60) posto al disotto della retta fondamentale rappresenta il volume di riporto fra le sezioni P e 4ª a sinistra dell'asse stradale; e il triangolo di vertici p_1, 4, (1,50) posto al disopra della retta fondamentale rappresenta il volume di scavo fra le stesse sezioni e sempre a sinistra dell'asse stradale. Unendo i punti di quote (1,76) e (4,15) posti al disopra della retta fondamentale otteniamo un trapezio rettangolo che rappresenta il volume di scavo fra le sezioni P e 4ª a destra dell'asse stradale. Ma nel diagramma osserviamo che l'area di questo trapezio si sovrappone al triangolo di vertici p_1, 4, (1,50) per cui dovremo rettificare il diagramma in questa maniera: dal punto p_1 traceremo l'ordinata sino ad incontrare in a_1 la retta congiungente i punti (1,76), (4,15). Unendo a_1 col punto di quota (5,65) formeremo il triangolo di vertici a_1, (4,15), (5,65) che risulta equivalente al triangolo di vertici p_1, 4, (1,50) per avere la stessa base e la stessa altezza. Cosicchè il diagramma delle masse per il caso da noi studiato sarà limitato dalla poligonale (0,00), (2,96), (11,46), a, p_1, 4, (5,65), a_1, p, (0,00); e la parte di area posta al disotto della retta fondamentale rappresenterà il volume di riporto, mentre quella posta al disopra rappresenterà il volume di scavo, per il tratto di strada compreso fra le sezioni trasversali 1ª e 4ª.

Movimento di materie. — Per i progetti da eseguirsi per conto delle Province, dei Comuni, ecc., il computo metrico dei movimenti di terra per un numero grande di sezioni successive, viene sviluppato su l'apposito modulo, *Movimento di materie* riportato a pag. 227, vol. II, parte 1ª.

Se fra due sezioni trasversali successive il volume di riporto è all'incirca eguale o minore di quello di scavo e la terra scavata si ritiene adatta a formare il rilevato, si può fare il *compenso trasversale*, utilizzando la pala od anche la carriola.

Stabilito il *compenso trasversale*, si passerà allo studio del *compenso longitudinale* utilizzando o il metodo *numerico* o quello *grafico*.

a) **Compenso longitudinale col metodo numerico.** — Per procedere *numericamente* al compenso longitudinale occorrerà anzitutto completare il profilo delle masse, calcolando le quote incognite, come a ed a_1, che sono derivate dalla rettificazione di quelle aree che si sovrapponevano nel diagramma delle masse. Pertanto abbiamo (vedi fig. 20 *e*):

$$\textit{quota di } a = 0{,}60 + \frac{7{,}39 - 0{,}60}{20} \times 6 = 2{,}64,$$ cioè nel punto di passaggio p abbiamo una sezione di riporto di m² 2,64;

$$\textit{quota di } a_1 = 1{,}76 + \frac{4{,}15 - 1{,}76}{7} \times 2 = 2{,}44,$$ cioè nel punto di passaggio p_1 abbiamo una sezione di scavo di m² 2,44.

DIAGRAMMA DELLE MASSE

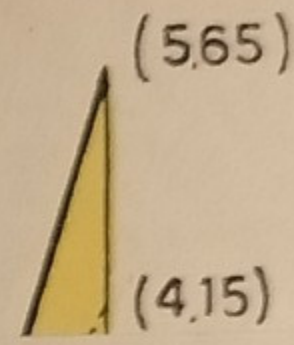


DIAGRAMMA DELLE MASSE

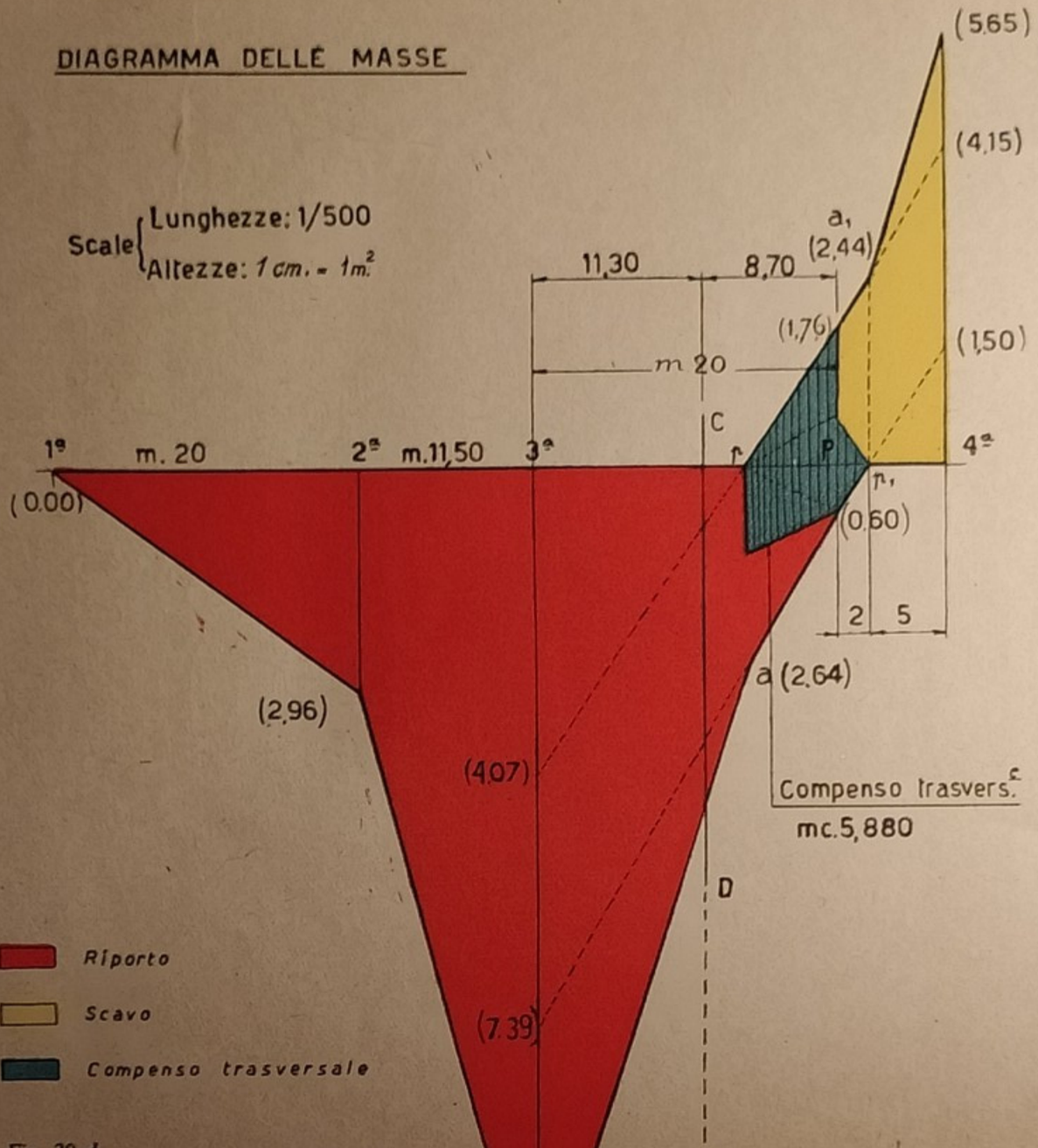


Fig. 20-d.

DIAGRAMMA DI BRÜCKNER

(Profilo di distribuzione delle terre.)

Scala : 1 mm. = 3 m.³

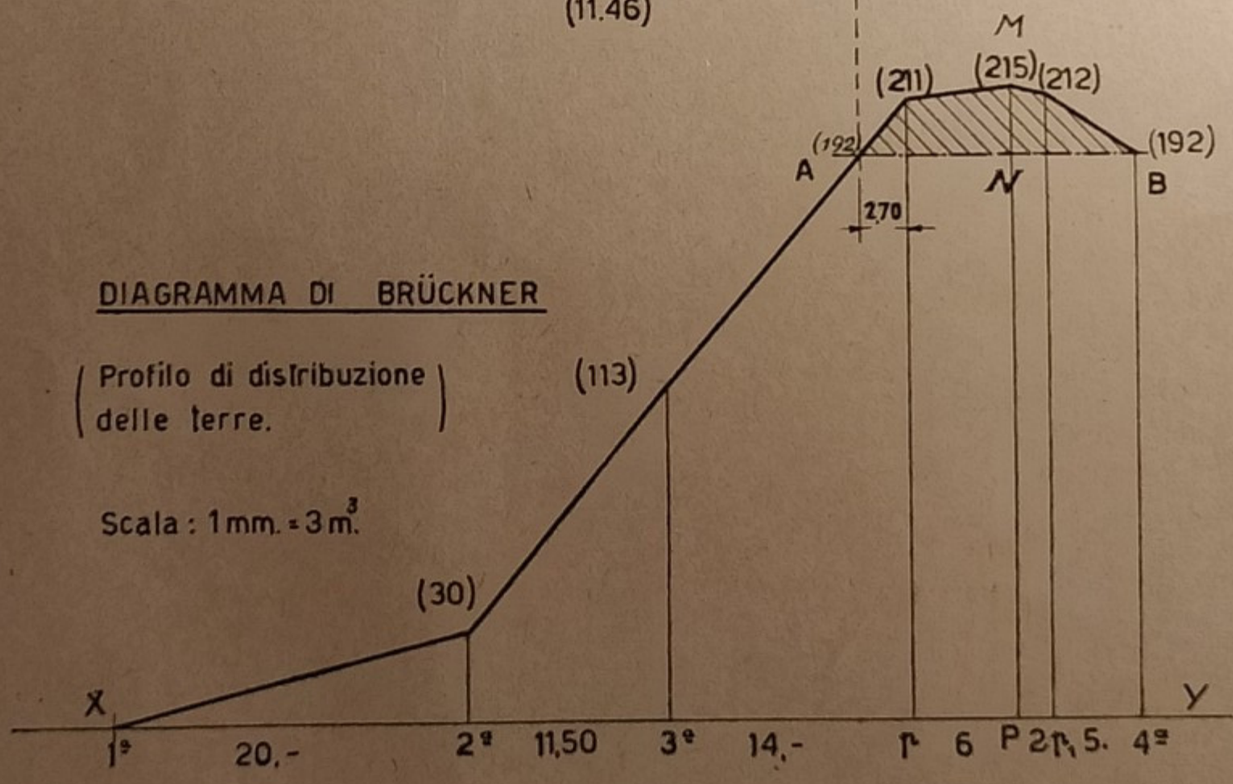


Fig. 20-e.

DIAGRAMMA DELLE MASSE

Scale { Lunghezze: 1/500
Altezze: 1 cm. = 1 m.²

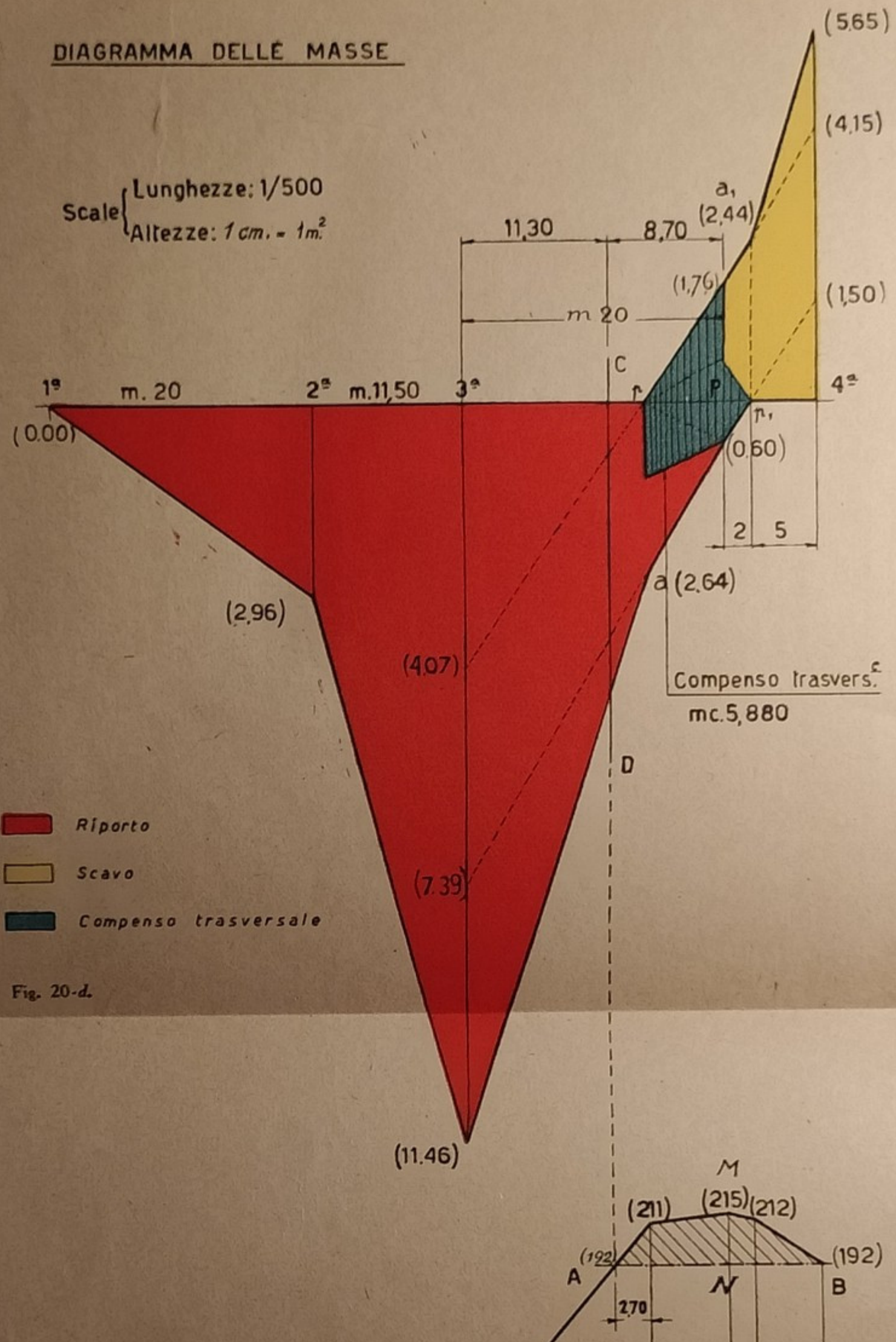


Fig. 20-d.

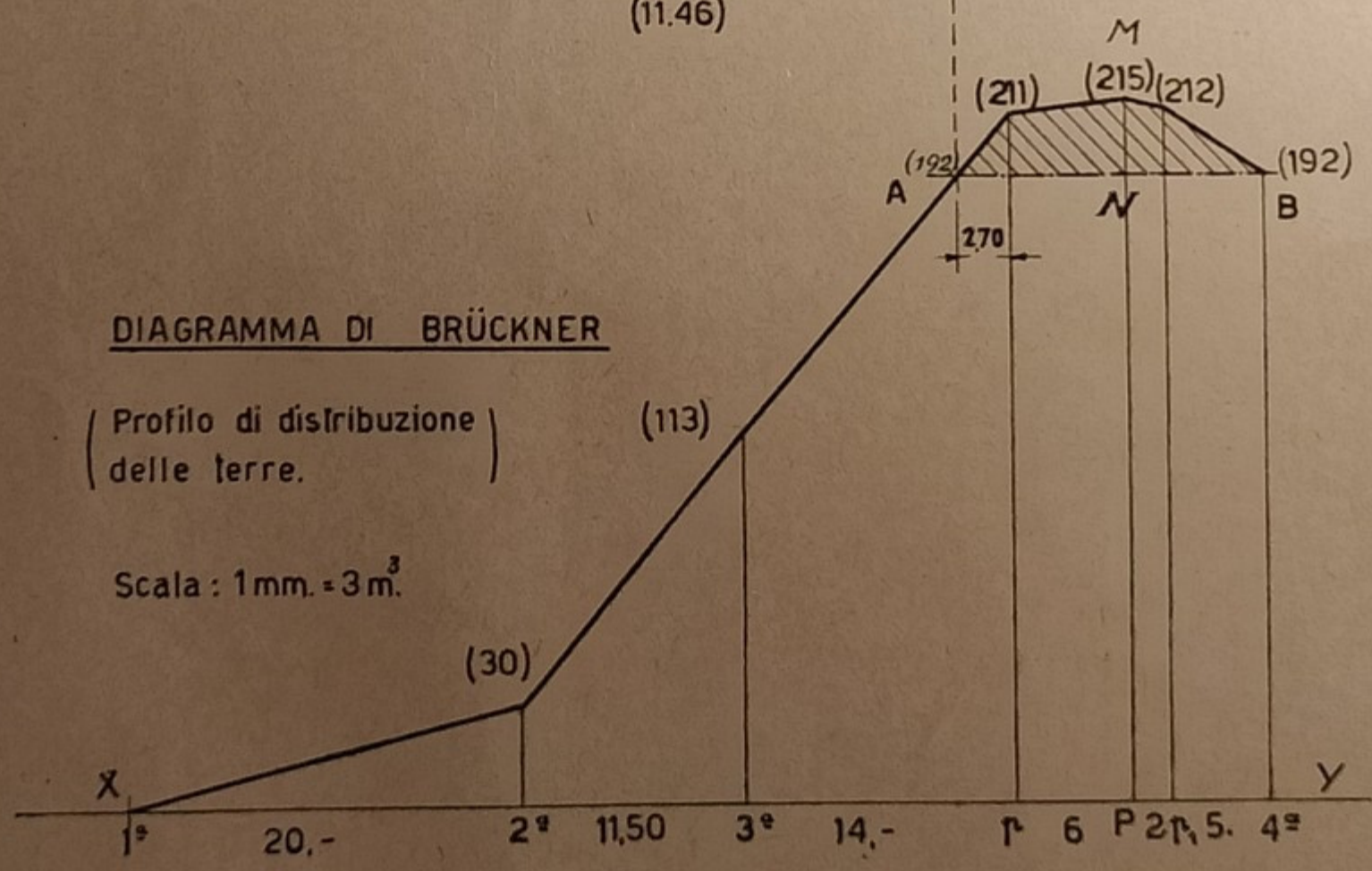
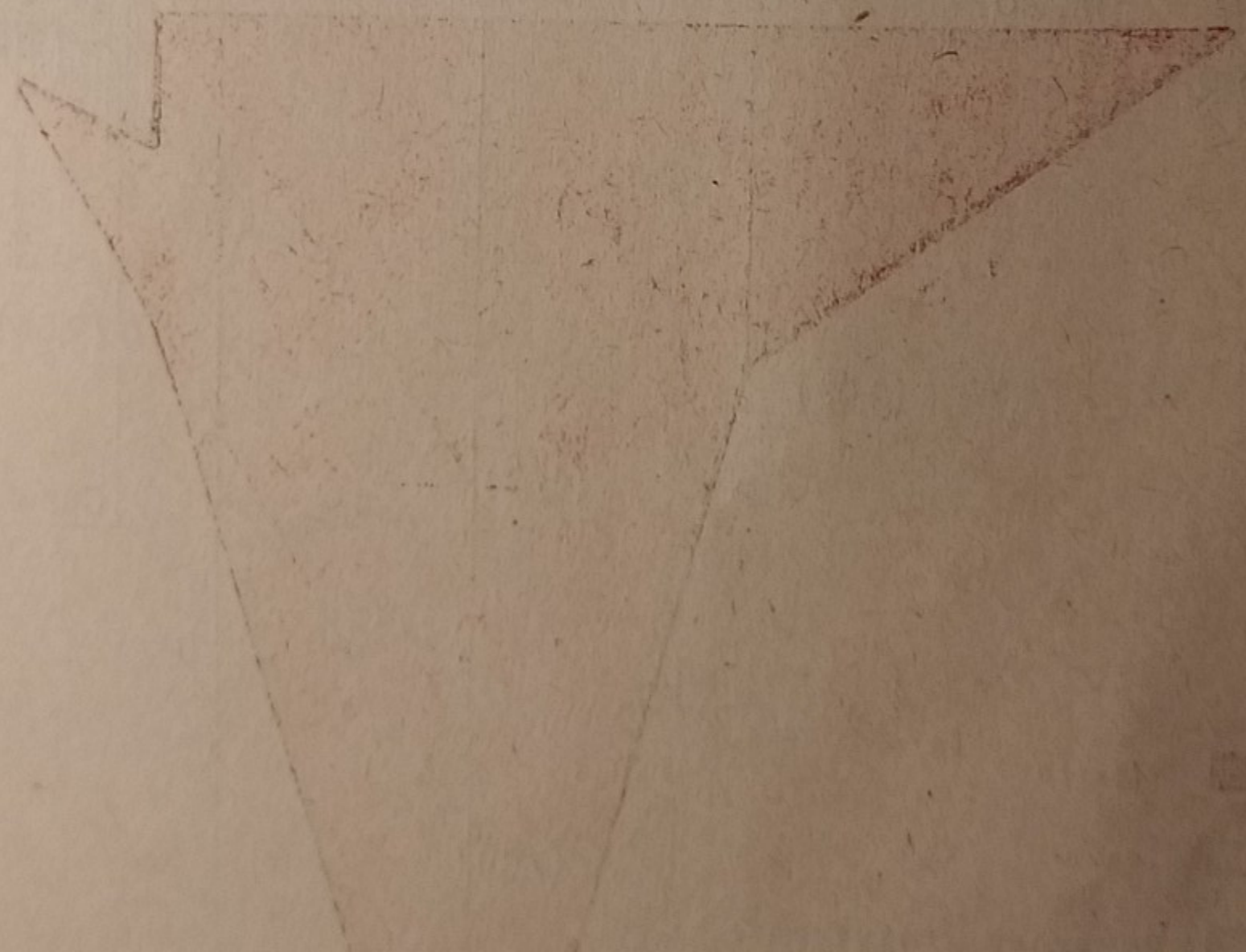


Fig. 20-e.



Utilizzando il prospetto seguente potremmo ricavare il volume di terra che si trasporta in avanti dopo avere effettuato il compenso trasversale. Nel nostro esempio dopo la sezione 4ª si ha un'eccedenza di riporto di $\sim$ m³ 192.

N. delle sezioni	Area di ciascuna sezione		Area media fra due sezioni		Distanza fra due sezioni	Volume di		Differenza m³	"Ordinate" (somme algebriche delle differenze)	Osservazioni
	Sterro m²	Riporto m²	Sterro m²	Riporto m³		Sterro m³	Riporto m³			
1ª	—	—								
			—	1,48	20 —	—	29,600	+ 29,600		
2ª	—	2,96							+ 29,600	
			—	7,21	11,50	—	82,915	+ 82,915		
3ª	—	11,46							+ 112,515	
			—	7,05	14 —	—	98,700	+ 98,700		Compenso
a	—	2,64							+ 211,215	trasversale:
			0,88	1,62	6 —	5,280	9,720	+ 4,440		
P	1,76	0,60							+ 215,655	5,280 +
			2,10	0,30	2 —	4,200	0,600	— 3,600		0,600
a_1	2,44	—							+ 212,055	———
			4,04	—	5 —	20,200	—	— 20,200		m³ 5,880
4ª	5,65	—							+ 191,855	
						29,680	221,535			
						191,855				

b) **Compenso longitudinale col metodo grafico. - Diagramma di Brückner.** — La tabella precedente, con la sua penultima colonna, ci dà le ordinate del profilo dei momenti o *diagramma* di *Brückner*. Questo diagramma si può disegnare agevolmente sotto il diagramma delle masse, utilizzando così la stessa scala delle lunghezze di quest'ultimo. Al disopra di una retta orizzontale $x - y$ (vedi fig. 20 *e*) riportiamo le eccedenze di riporto (arrotondate) fornite dalla tabella precedente; se vi fossero eccedenze di scavo queste si dovrebbero riportare al disotto della $x - y$. Unendo le estremità delle ordinate si otterrà una linea (*), che nel caso generale incontrerà la $x - y$ in uno o più punti ed essa ci darà con le sue ordinate il diagramma di Brückner. In questo diagramma possiamo rilevare che la *linea di chiusa è ascendente se il riporto eccede sullo scavo*, ed *è discendente nel caso contrario*. Pertanto, nel passare dall'eccedenza di riporto a quella di scavo la linea presenterà *un'ordinata massima* (che in fig. 20 *e* è quella di quota 215). La differenza fra le ordinate di due punti successivi della linea di chiusa del diagramma rappresenta l'*eccedenza dei volumi di terra* che si ha nel corrispondente tronco di strada compreso fra le due ordinate stesse e *dopo il compenso trasversale. Se la linea del diagramma incontra due volte la orizzontale $x - y$, fra queste due intersezioni si ha il compenso longitudinale*, in quanto partendo da una ordinata zero si sale ad una ordinata massima e da questa si ritorna poi ad un'ordinata zero, che è quanto dire partendo da zero si raggiunge un'eccedenza complessiva di riporto che poi diminuisce sino ad essere annullata dalla susseguente eccedenza di sterro. Da questa osservazione si deduce che, in generale, ogni segmento come $A\,B$ (vedi fig. 20 *e*) paral-

(*) La linea congiungente le estremità di due ordinate consecutive dovrebbe essere un *arco di parabola* anzichè un segmento di retta, come l'abbiamo ritenuto noi.

lelo alla fondamentale $x — y$ che incontri in due punti la linea di chiusa del diagramma, determina un *cantiere di compenso* AMB, perchè è relativo a quel tratto di strada nel quale tutta la terra di scavo, che rimane disponibile dopo il compenso trasversale, viene utilizzata nel senso longitudinale per formare i rilevati compresi nel tratto stesso. Poichè per *distanza media dei trasporti intendiamo quella distanza fittizia D che supposta applicata ad un certo volume V di terra* (che è la somma di n volumi elementari $v_1, v_2, v_3, \ldots, v_n$) *dà luogo alla stessa spesa che si ottiene sommando i costi di trasporto dei singoli volumi alle rispettive distanze* $d_1, d_2, d_3, \ldots, d_n$, *per cui si ha:*

$$D = \frac{v_1 \cdot d_1 + v_2 \cdot d_2 + \ldots + v_n \cdot d_n}{V},$$

allora dividendo l'area del segmento AMB (che rappresenta la somma dei momenti elementari di trasporto (*) cioè $v_1 \cdot d_1 + v_2 \cdot d_2 + \ldots$) per la misura dell'ordinata massima MN, si otterrà la distanza media di trasporto pel compenso longitudinale corrispondente al *cantiere* AMB. Nel caso della fig. 20 *e* l'area AMB è:

$$\frac{19 \times 2{,}70}{2} + \frac{19 + 23}{2} 6 + \frac{23 + 20}{2} \cdot 2 + \frac{20}{2} \cdot 5 = 244{,}65 .$$

Quest'area rappresenta il *momento di trasporto* dello sterro, ossia il prodotto del volume di sterro per la distanza media a cui dev'essere trasportato; per cui dividendo l'area stessa per il volume di sterro da trasportarsi dalle sezioni 4ª-P alle sezioni P-3ª, che è di 215 — 192 = m³ 23, dà m. 10,64 che è la distanza media di trasporto od anche la distanza fra i centri di gravità dello scavo e del riporto che si compensano longitudinalmente.

Prolungando l'ordinata per A di quota (192) si otterrà sul diagramma delle masse la retta CD che definisce la parte di rinterro che può formarsi con i m³ 23 di sterro. Detta verticale dista di m. 2,70 a sinistra dal punto di passaggio p. (**)

In un progetto stradale completo il profilo dei momenti sarà composto di diversi segmenti analoghi al segmento AMB, e nel suo complesso presenterà dei cantieri sporgenti al disopra delle linee di base, chiamati *monti* e di cantieri sporgenti al disotto delle linee di base, chiamati *valli* (vedi fig. 29) limitati da archi di parabola. È intuitivo che il trasporto delle terre debba effettuarsi in avanti nei *cantieri di valle* in quanto in questi s'incomincia con eccedenza di scavo, e all'indietro nei *cantieri di monte* in quanto in questi s'incomincia con eccedenza di riporto.

Retta di compenso di minima spesa. — Il profilo dei momenti con i suoi *monti* e *valli* è utile per la distribuzione delle terre e per il calcolo delle distanze medie. La distribuzione più conveniente è data dalle *orizzontali di minima spesa*, intendendo per *orizzontale di minima spesa quella per cui la somma delle corde sottese ai monti è eguale alla somma delle corde sottese alle valli*. Per es. nel caso della fig. 29 sono orizzontali di minima spesa i tratti $\overline{1\text{-}3}$ e $\overline{4\text{-}7}$, in quanto è $\overline{1\text{-}2} = \overline{2\text{-}3}$ e $\overline{5\text{-}6} = \overline{4\text{-}5} + \overline{6\text{-}7}$.

Si determina praticamente la posizione della retta di minima spesa tracciando anzitutto

---

(*) Il segmento AMB si può immaginare diviso in strisce elementari parallele alla fondamentale $x — y$ e l'area di ciascuna di queste strisce è quella di un trapezio la cui semisomma delle basi rappresenta la distanza media elementare d di trasporto e l'altezza rappresenta il volume elementare v; quindi l'area del trapezio sarà rappresentata da $v\,d$. Ne consegue che l'area del segmento AMB sarà $v_1 d_1 + v_2 d_2 + \ldots$

(**) Procedendo con più rigore e cioè considerando l'arco di parabola che unisce i punti di quota (113) e (211), sul diagramma delle masse l'intersezione C-D si sposta un po' verso sinistra (vedi fig. 20 *e*).

ad occhio una retta parallela alla fondamentale $x - y$, giudicando grossolanamente l'eguaglianza tra la somma delle basi delle valli e la somma delle basi dei monti, quindi verificando se la prima somma è eguale o diversa dalla seconda. Riscontrando una disuguaglianza fra le due somme si abbasserà o si alzerà la retta secondochè la prima somma siasi riscontrata maggiore o minore della seconda. Dopo alcuni tentativi analoghi a quello descritto si potrà trovare la giusta posizione della orizzontale di minima spesa.

Si osservi che nei tratti $\overline{0\text{-}1}$ e $\overline{3\text{-}4}$ (vedi fig. 29) occorre riporto di terra, mentre nel tratto $\overline{7\text{-}8}$ si ha un eccesso di scavo. Poichè la distanza media di ogni trasporto si ottiene dividendo l'area S del segmento parabolico per il corrispondente volume V, misurato dalla sua ordinata massima, la distanza media generale sarà data da $\Sigma S/\Sigma V$. Le aree dei singoli segmenti parabolici (cantieri) si possono determinare meccanicamente a mezzo del planimetro.

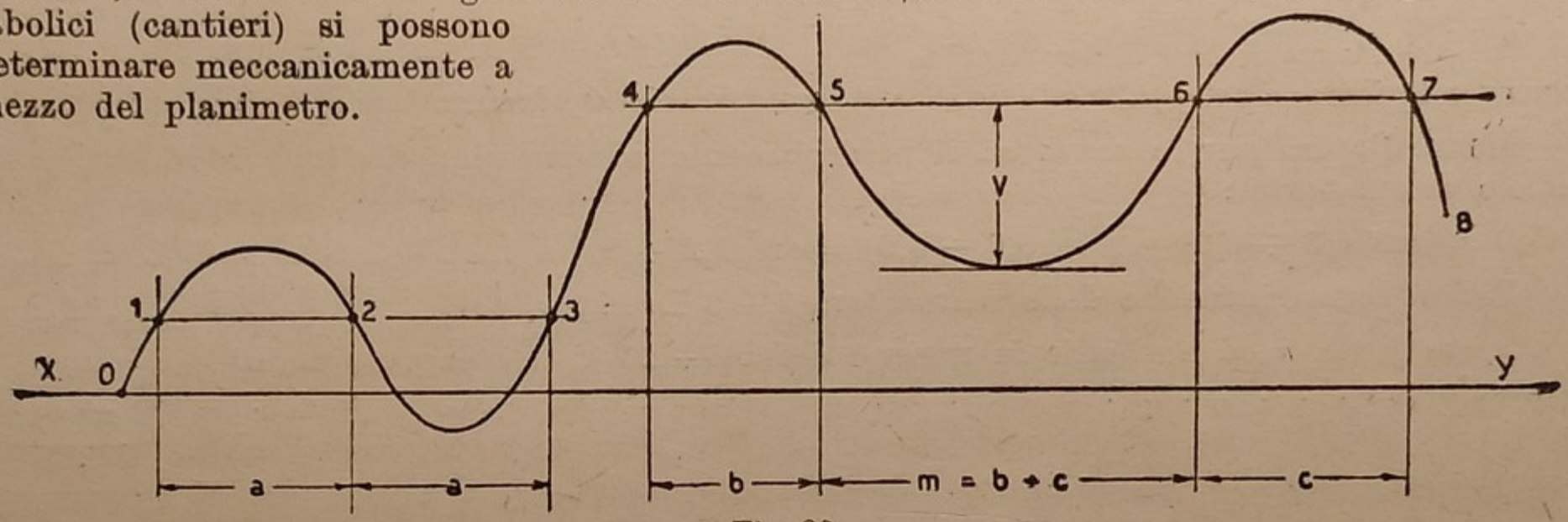


Fig. 29.

Il profilo dei momenti qualche volta può risultare interrotto, per es., in corrispondenza di gallerie, di ponti e viadotti di una certa importanza, ecc. e perciò per queste *interruzioni obbligate* il compenso longitudinale, nel suo complesso, come pure le soluzioni teoriche di minima spesa subiranno delle opportune modificazioni. Si osservi che se il trasporto non avviene in orizzontale occorrerà tenere presente l'aumento di distanza stabilito praticamente per ogni mezzo di trasporto e a seconda della natura della via.

Accade qualche volta che il profilo dei momenti è costituito da più rami ed una delle estremità cade superiormente o inferiormente alla retta di base $x - y$.

In tal caso vi sarà un eccesso permanente di riporto o di scavo e sarà indispensabile ricorrere ad *imprestiti* od *a depositi*.

COMPUTO METRICO DELLE OPERE D'ARTE E DEI LAVORI DIVERSI. — Per il computo metrico delle opere d'arte e dei lavori diversi si fa uso dell'apposito modulo riportato a pag. 226 della parte 1ª, vol. II. Nel casellario di questo modulo si scriveranno le dimensioni delle diverse opere in terra o in muratura, procedendo con ordine come figurano nei disegni del progetto e classificandole secondo la diversa qualità del lavoro.

ANALISI DEI PREZZI UNITARI. — Anzitutto si utilizzerà la tabella dei prezzi elementari per la formazione delle analisi che è quella riportata a pag. 228 della parte 1ª, vol. II. In essa si segneranno le diverse mercedi degli operai, i prezzi dei materiali e degli altri mezzi d'opera. Quindi si passerà a compilare le analisi dei prezzi unitari facendo uso della tabella riportata (vedi parte 1ª, vol. II) di fianco alla precedente. In questa tabella s'indicheranno le qualità

e le quantità dei materiali ed il tempo medio occorrente per l'esecuzione di ogni specie di lavoro. Per i lavori in terra si stabilirà per ogni qualità di terreno un prezzo globale per lo scavo ed il paleggiamento trasversale, ed un prezzo globale per lo scavo ed il trasporto longitudinale ad una distanza media. Per gli scavi di fondazione di una certa difficoltà si stabiliranno dei prezzi speciali per ogni caso; mentre invece per le murature ordinarie ed in genere per i lavori correnti si potranno applicare i prezzi locali, senza procedere ad analisi.

Diamo qui sotto un esempio di *analisi dei prezzi*:

1) *Prezzo di 1 m³ di terra ordinaria, misurato nel vano dello scavo largo almeno metri 1,50 scavato col piccone e paleggiata ad uno sbraccio, compresa la regolarizzazione delle scarpe dello scavo*:

Mano d'opera per lo scavo ed il paleggiamento ad uno sbraccio (oppure il carico sul veicolo di trasporto):

(ore 0,5 ÷ 0,9) + (ore 0,7 ÷ 0,9) = ore 1,2 ÷ 1,8 a L. . . . . = L. _____

Per la regolarizzazione delle scarpe: ore 0,4 a L. . . . . = » _____

Spese generali ed ausiliarie in ragione del 20 ÷ 25 % dell'importo della mano d'opera . . . . . = » _____

Prezzo al m³ = L. _____

Quando occorrano delle sbadacchiature o dei sostegni per le pareti dello scavo, occorrerà aggiungere la relativa quota. Nello scavo di roccia compatta, in cui occorra l'uso delle mine, è opportuno fare la determinazione del prezzo per via sperimentale, confrontando il risultato con quello di lavori analoghi per condizioni intrinseche ed estrinseche. Utilizzando i veicoli per il trasporto, si conglobano in un sol prezzo lo scavo ed il trasporto col mezzo che si ritiene più opportuno.

STIMA DEI LAVORI. — Nei progetti di opere stradali l'ammontare dell'opera può comprendere i lavori da stimarsi *a corpo* come i movimenti di terra (esclusi però gli scavi delle fondazioni delle opere murarie), i compensi per le occupazioni temporanee, per i lavori preparatori ed accessori, ecc. e l'importo dei lavori *a misura*, come le opere d'arte in genere. Infine trattandosi di lavori per conto dello Stato si aggiungeranno le somme *a disposizione* dell'Amministrazione, che comprendono le indennità per le espropriazioni dei terreni, per i lavori in *economia* (cioè esclusi dall'appalto), per gli imprevisti e per la direzione ed assistenza dei lavori. I lavori eseguiti per conto dello Stato vengono appaltati sotto l'osservanza di condizioni generali (contenute nel *Capitolato generale d'appalto*) e di altre condizioni speciali riguardanti la specifica natura delle opere (contenute nel *Capitolato speciale d'appalto*) (vedi vol. II, parte 1ª pagg. 224-230-231).

3) ESECUZIONE DEI LAVORI

L'esecuzione dei lavori comprenderà le seguenti parti:

a) *Lavori in terra* (*escavazione, trasporto, costo dell'escavazione e del trasporto, organizzazione del lavoro*);

b) *Formazione del corpo stradale ordinario e della soprastruttura. Opere di consolidamento*;

c) *Formazione del corpo stradale ferroviario e costruzione dei principali edifizi annessi alle strade ferrate.*

a) **Lavori in terra** (*escavazione, trasporto, costo dell'escavazione e del trasporto, organizzazione del lavoro*). - GENERALITÀ. — L'escavazione delle terre può farsi a mano coi mezzi ordinari (*escavazione ordinaria*) (vedi vol. I, pag. 16) oppure con le macchine (*escavazione meccanica*).

Escavazione ordinaria. — In linea di massima possono assumersi i seguenti valori del tempo occorrente ad un cavatore di media forza, operando all'aperto in *condizioni climatologiche normali*, per cavare un metro cubo di terra:

1) ore di lavoro 0,5 ÷ 0,9 *per la sabbia sciolta o terra vegetale;*
2) « » 0,9 ÷ 1,5 *per l'argilla leggera, ghiaia o terra torbosa;*
3) » » 1,5 ÷ 2,3 *per l'argilla pesante o creta;*
4) » » 2,3 ÷ 3,3 *per la roccia frantumata e grossi ciottoli;*
5) » » 3,3 ÷ 4,5 *per la roccia ancora cavabile con picconi e cunei;*
6) » » 4,5 ÷ 6 *per la roccia in banchi compatti;*
7) » » 6 ÷ 10 *per roccia molto resistente.*

Detti valori si moltiplicheranno per 1,5 se la escavazione avverrà in galleria e per 2 se l'escavazione avverrà in pozzi stretti e profondi. Le terre smosse dalla loro naturale giacitura subiscono un aumento di volume per la diminuita coesione. Quest'aumento è minimo per le terre sciolte, mentre è massimo per i detriti di rocce; e precisamente è del 20 ÷ 25 % per le terre e del 30 ÷ 40 % per le rocce (vedi vol. I, pag. 267).

Escavazione meccanica. — Nelle escavazioni importanti si adoperano le *macchine escavatrici* e *perforatrici*, affinchè il lavoro sia celere ed economico.

Alcune macchine escavatrici constano essenzialmente di una cassa metallica a bordo tagliente che viene fatta scorrere sul suolo. Esse comprendono gli antichi *raschiatori* (specie di aratri), capaci di dissodare il terreno, che possono essere *a slitta* o *a ruote*. Inoltre abbiamo gli *escavatori a secchio*, adatti specialmente per scavare la sabbia dal letto dei fiumi; gli *escavatori a cucchiaia*, che

possono essere del tipo a *gru* montata su una piattaforma che sostiene anche l'apparecchio motore che ruota assieme alla gru, oppure del tipo a gru che può ruotare secondo un asse verticale mentre l'apparecchio motore rimane fisso; gli *escavatori a noria*, usati specialmente in terreni piani omogenei e di natura non consistente.

Delle *macchine perforatrici* ci occuperemo in seguito, parlando della costruzione delle gallerie.

Gli *escavatori a secchio*, sono sostenuti da cavi tesi attraverso l'alveo del fiume o torrente e sono trattenuti agli estremi da due piloni.

I recipienti di forma parallelepipeda, aperti su due facce, possono strisciare sul letto del fiume a mezzo di cavi traenti. L'orlo inferiore di ciascun

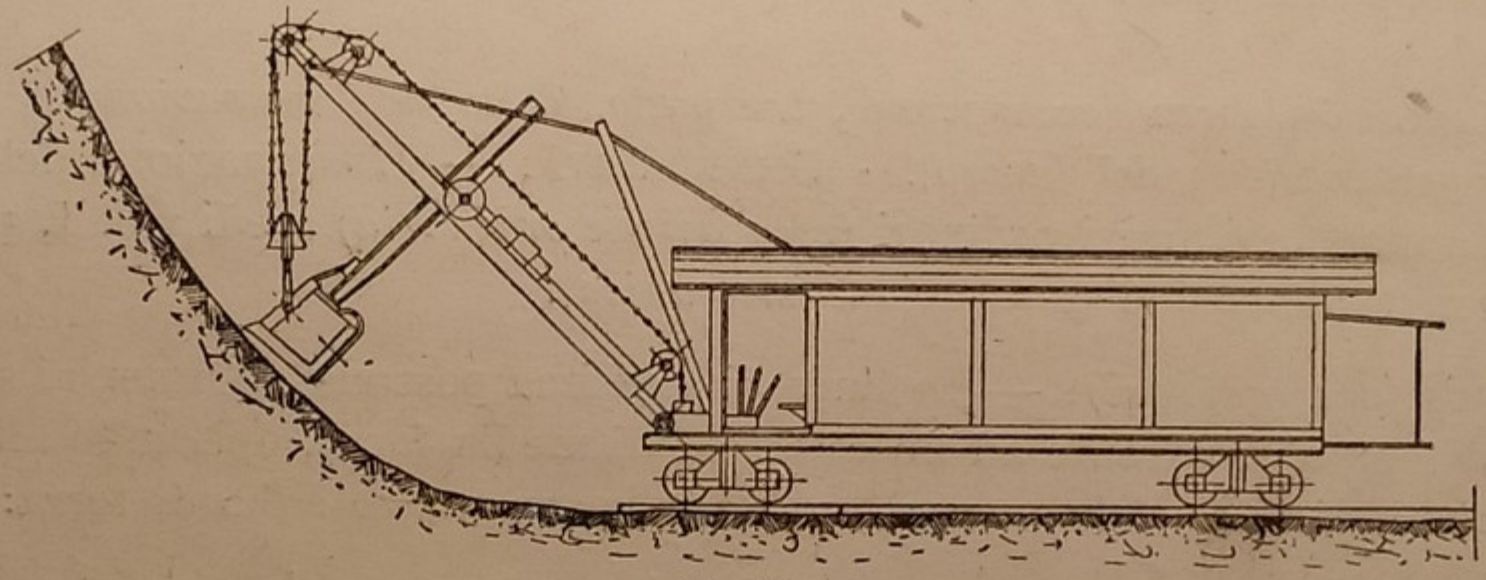


Fig. 30.

recipiente è provvisto di scalpelli capaci di disgregare e scavare il terreno. Il terreno raccolto dai recipienti è trasportato in prossimità di uno dei due piloni e quindi viene scaricato nei sottostanti vagoncini.

Gli *escavatori a cucchiaia* (vedi fig. 30) constano di una gru girevole su di un carro che può muoversi sul terreno come una trattrice, o su un apposito binario. La gru porta la cucchiaia che è mossa da una macchina a vapore od elettrica, collocata sul carro. La cucchiaia è munita di robusti denti d'acciaio, ha il fondo mobile a mascelle per scaricare rapidamente la terra in un vagoncino sottostante a mezzo di una determinata manovra comandata da una fune. La distanza della cucchiaia dal braccio della gru è regolata da una trave rigida, cosicchè, variando convenientemente tale distanza, la cucchiaia potrà premere più o meno contro la terra da scavare. Questi escavatori a cucchiaia si utilizzano frequentemente nei terreni collinosi, specialmente di natura non omogenea, nell'escavazione di trincee, nei lavori stradali, ecc.

Possono essere di varia grandezza; vi è un tipo piccolo la cui cucchiaia ha una capacità di metri cubi $1/2 \div 3/4$, che può scavare in un'ora circa m^3 5 di terra di media consistenza.

Gli *escavatori a noria* (vedi fig. 31) constano di tante secchie eguali, aventi una forma atta a scavare e a riempirsi di terra. Esse sono collocate a distanze eguali su una doppia catena senza fine che si avvolge su due tamburi, uno dei quali è sostenuto da una trave (*elinda* o *scala di guida*) mobile secondo un piano verticale e l'altro tamburo funge da motore. Le secchie, nel loro movimento, giunte sotto il tamburo inferiore risalgono raccogliendo la terra, la trasportano in alto al di sopra del tamburo superiore e quindi la scaricano o direttamente su dei carrelli o in una tramoggia. Gli escavatori a noria possono lavorare tanto stando nell'interno della trincea (ed allora hanno l'elinda corta, ma l'escavazione delle secchie avviene sempre dal basso verso l'alto), quanto stando sull'orlo della trincea.

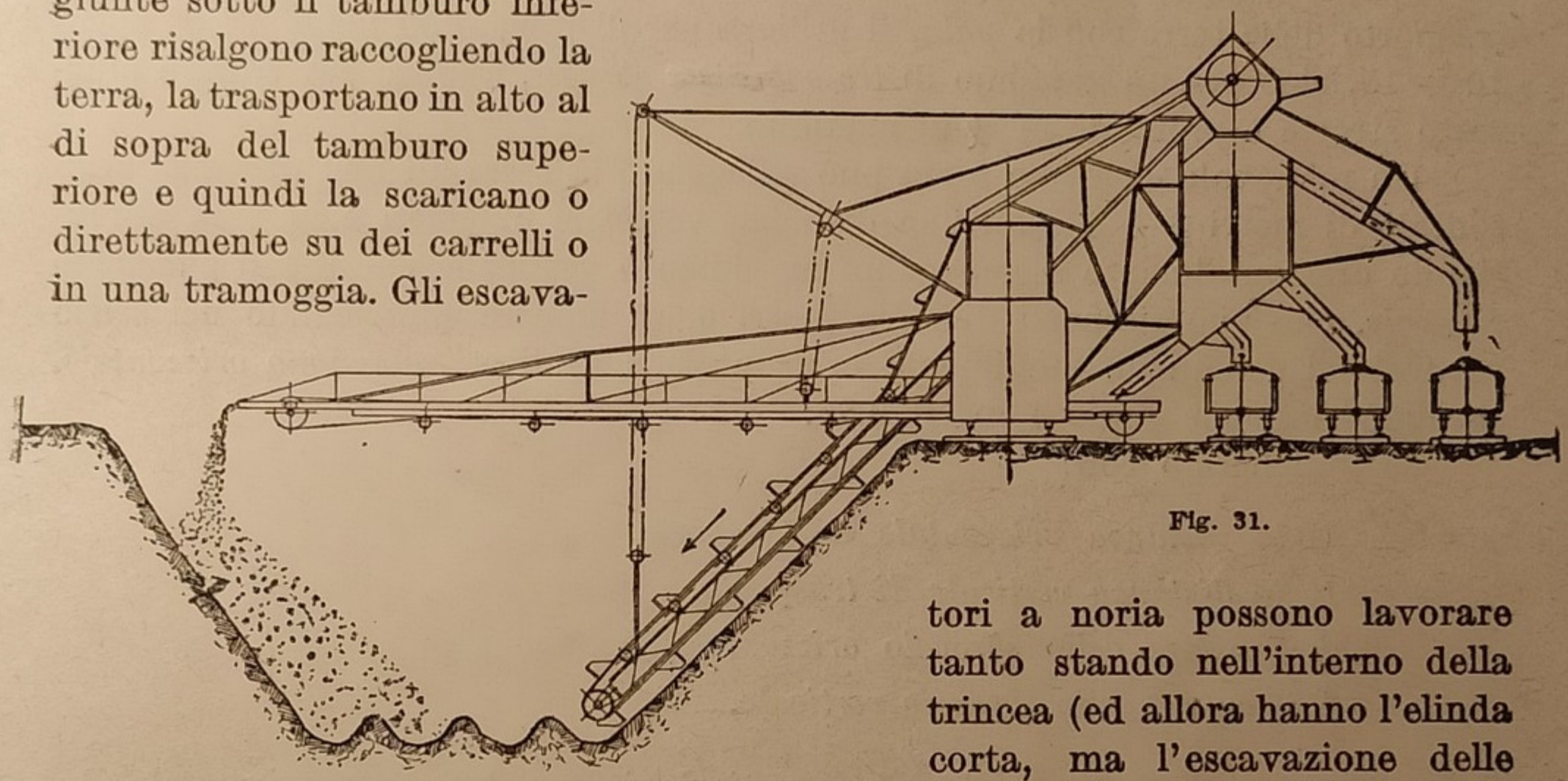


Fig. 31.

Oggidì si costruiscono degli escavatori a noria che separano automaticamente il materiale scavato secondo le sue varie grossezze e poi lo scaricano nei diversi vagoncini sottostanti. Invece il materiale minuto, quale la sabbia e la ghiaia, può essere inviato a mezzo di un nastro continuo nella trincea (vedi fig. 31) per la sistemazione del fondo e per la posa dell'armamento della via, quando trattasi di costruzioni ferroviarie.

TRASPORTO DELLE TERRE. - *Generalità.* — Il trasporto delle terre può effettuarsi direttamente dall'uomo o con i veicoli.

I mezzi più generalmente usati sono:

1) *il paleggiamento;*
2) *le ceste, le gerle e le barelle;*
3) *le carriole;*
4) *le carrette tirate a mano o da un cavallo;*
5) *gli autocarri;*
6) *i vagoncini su binari provvisori.*

Generalmente la scelta del mezzo o dei mezzi più opportuni è fatta dall'impresa assuntrice dei lavori, osservando che sulla scelta influiscono quattro fattori e cioè il *volume di terra da trasportare*, la *distanza media di trasporto*, la *pendenza della via da percorrere* e il *tempo stabilito per effettuare il lavoro.*

1) *Trasporto col paleggiamento.* — Il paleggiamento *semplice*, cioè il trasporto delle terre con la *pala*, si utilizza per distanze non maggiori di metri 10 ÷ 15, cioè per un massimo di *tre o quattro sbracci*, oppure per trincee piuttosto strette e profonde m. 4 al massimo.

Un manovale di media forza può paleggiare la terra ad una distanza orizzontale di metri 3 ÷ 4 o ad una distanza verticale di metri 1,60 ÷ 2. Sbracciando orizzontalmente si genera un movimento verticale, che dicesi *guadagno verticale*, che può ritenersi di circa metri 0,60; mentre sbracciando nel senso verticale si genera un movimento orizzontale, che dicesi *guadagno orizzontale*, che può ritenersi di circa metri 0,80.

Se indichiamo con:

D la distanza orizzontale di trasporto,
H la distanza verticale di trasporto,
d il valore dello sbraccio orizzontale,
h il valore dello sbraccio verticale,

sarà allora: $\frac{D}{d} \times 0{,}60$ *il guadagno verticale in un trasporto orizzontale* D e $\frac{H}{h} \times 0{,}80$ *il guadagno orizzontale in un trasporto verticale* H.

Ne consegue che invece di D e H si dovrà considerare

$$\left.\begin{array}{l} \text{una lunghezza orizzontale effettiva } D - \frac{H}{h} \times 0{,}80 \\ \text{ed una lunghezza verticale effettiva } H - \frac{D}{d} \times 0{,}60 \end{array}\right\} \quad (1)$$

Quindi, il numero necessario di sbracci, a seconda che prevalgano quelli orizzontali o quelli verticali, sarà rispettivamente:

$$\frac{D - \frac{H}{h} \times 0{,}80}{d} \quad ; \quad \frac{H - \frac{D}{d} \times 0{,}60}{h} .$$

2) *Trasporti con le ceste, le gerle e le barelle.* — Generalmente si ricorre a tali mezzi di trasporto nelle trincee molto strette e nei terreni assai ripidi. Una gerla può contenere circa metri cubi 0,025 ÷ 0,040 di terra equivalenti

a Kg. 40 ÷ 60; una barella può contenere circa metri cubi 0,060 ÷ 0,070 di terra, equivalenti a Kg. 100 ÷ 110 (e quindi ad ognuno dei due manovali che sostengono la barella sarà da attribuirsi un carico utile di circa Kg. 50). La velocità di trasporto, con ognuno di questi mezzi, può ritenersi di metri 0,65/1″ nel senso orizzontale. La pendenza della via può raggiungere anche il 20 %.

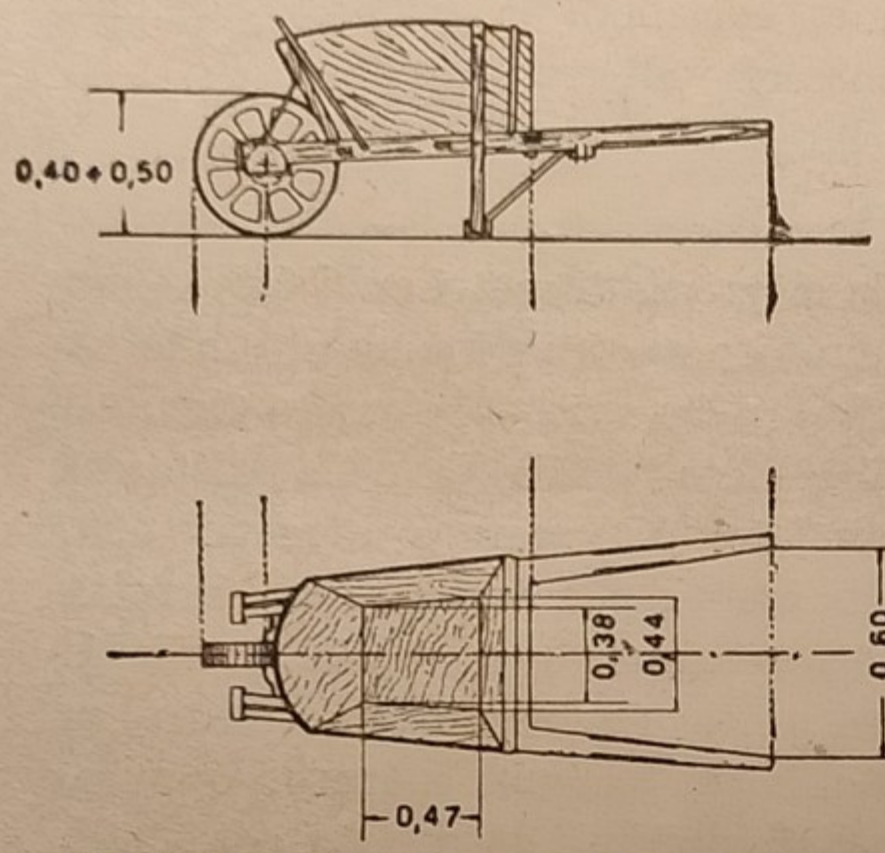


Fig. 32 *a*. — Pianta e prospetto di una comune carriola in legno.

3) *Trasporto con le carriole.* — La carriola è semplicemente costituita da una

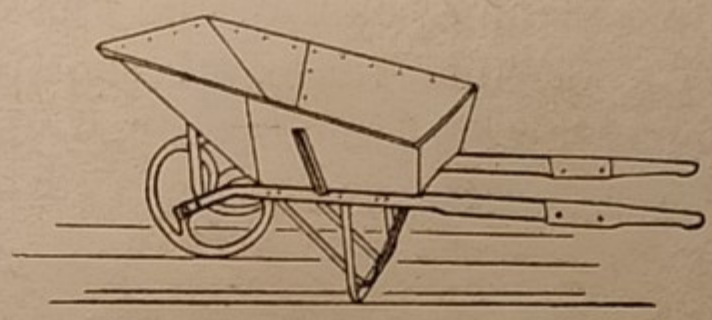


Fig. 32 *b*. — Carriola in ferro.

cassa prismatica di legno o più raramente di ferro (vedi fig. 32 *a* e *b*) della capacità di circa 40 litri, cioè 1/25 di metro cubo, sostenuta da due stanghe che ad un estremo portano l'asse di una piccola ruota di cm. 40 ÷ 50 di diametro e all'altro terminano con due impugnature per la sua manovra. L'appoggio sul terreno è consentito, oltrechè dal cerchione di ferro della ruota, dai due piedi fermati lateralmente alla cassa. Le carriole si costruiscono in modo da avvicinare il più possibile il centro di gravità all'asse della ruota affinchè il carriolante possa portare un peso minore. Il rapporto $\frac{\overline{AC}}{\overline{AB}}$ (vedi fig. 33), che

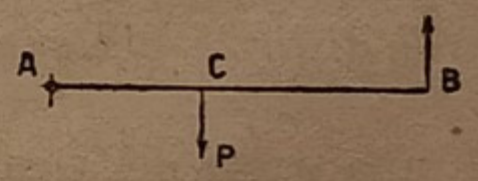


Fig. 33.

determina la ripartizione del peso P sopportato dall'uomo e dalla ruota, è generalmente di 1/4 ÷ 1/3. Il trasporto colle carriole può limitarsi fra una distanza minima di m. 10 ÷ 12 e una distanza massima di m. 100 ÷ 150.

La velocità media di trasporto nel senso orizzontale e su un terreno discretamente sistemato è di Km. 2,5 ÷ 3 per ora. La pendenza della via non deve superare il 4 %, altrimenti il trasporto sarà ritardato, e in tal caso nel valutare il costo del trasporto si dovrà tradurre la distanza reale in una *distanza virtuale che è eguale alla somma della distanza reale e di 12 volte il dislivello da superare.* La pendenza della via, in ogni caso, non dovrà superare l'8 ÷ 10 %.

Quando la via di trasporto non è sufficientemente larga da permettere lo scambio delle carriole, o, in altre parole, quando non si possano stabilire due

vie, l'una di andata, l'altra di ritorno, si dividerà la distanza orizzontale di trasporto in tanti tratti, generalmente di metri 30 circa, intercalandovi *delle piazzole di ricambio* per l'incrocio dei veicoli. Nei lavori di una certa importanza i carriolanti si divideranno in squadre ognuna composta di 15 ÷ 50 carriole e guidate da un capo carriolante. Ogni operaio caricherà la propria carriola, la condurrà sino allo scarico e quindi la riporterà indietro.

Una squadra dovrà sempre trovarsi sul luogo di caricamento.

4) *Trasporti con le carrette tirate a mano o da un cavallo.* — La carretta trainata a mano è costituita da una cassa della capacità di metri cubi 0,2 ÷ 0,3, sostenuta da due ruote. Il suo fondo è munito di un timone al quale si possono attaccare due manovali. La pendenza della via dev'essere lieve e cioè circa dell'1 % e la distanza non dovrà superare i metri 400, altrimenti per trainare la carretta occorreranno 3 o 4 manovali. Il trasporto dev'essere effettuato su strada a terreno battuto, oppure, per diminuire l'attrito dei cerchioni, si potrà disporre una doppia corsia di tavoloni di legno incassati nel terreno.

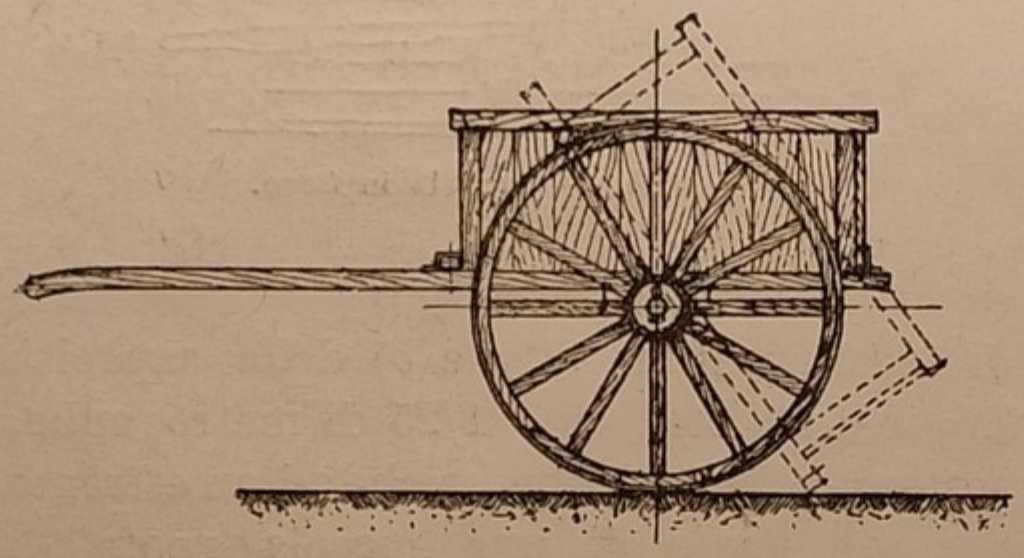


Fig. 34.

Quando la pendenza della via supera l'1 %, nel valutare il costo del trasporto, si dovrà tradurre la distanza reale in una *distanza virtuale che è la somma della distanza reale e di 25 volte il dislivello da superare.*

La *carretta trainata da un cavallo* è simile alla precedente ed è costituita da una cassa della capacità di circa metri cubi 0,5 ÷ 0,8, facilmente rovesciabile all'indietro (vedi fig. 34), ossia col baricentro spostato un po' indietro rispetto all'asse per non gravitare sul cavallo. Essa è usata agevolmente per distanze comprese tra i metri 400 e i metri 1500 circa. Il lavoro può organizzarsi utilizzando lo stesso carro tanto nell'andata quanto nel ritorno; oppure cambiando il carro, cioè staccando il cavallo dal carro vuoto, appena ritornato, ed attaccandolo subito ad un altro carro pronto già pieno. Si comprende come quest'ultimo modo non consenta riposo al cavallo e quindi non sia da raccomandarsi.

5) *Trasporti con autocarri.* — Il mezzo di trasporto con autocarri è usato particolarmente in città, poichè richiede una via discretamente sistemata. Si utilizzano con vantaggio gli autocarri aventi la cassa metallica automaticamente ribaltabile con portate di Ql 15 ÷ 40 (cioè da 1 a oltre 2 metri cubi)

e velocità media di trasporto di Km. 30 ÷ 40 all'ora e massima di 50 Km. all'ora. In Italia questi trasporti non risultano generalmente più economici di quelli a trazione animale, ma rispetto a questi ultimi presentano il vantaggio di poter trasportare, a parità di tempo, data la loro maggiore velocità, maggiori quantità di terra.

6) *Trasporti con vagoncini su binari provvisori.* — I vagoncini possono essere mossi dagli uomini, dai cavalli o dalle locomotive a vapore o a scoppio, a seconda della minore o maggiore distanza di trasporto e del volume di terra da trasportare. I vagoncini possono essere formati di un telaio metallico poggiante generalmente su quattro ruote e di una cassa di legno o di ferro della capacità di metri cubi 0,25 ÷ 3.

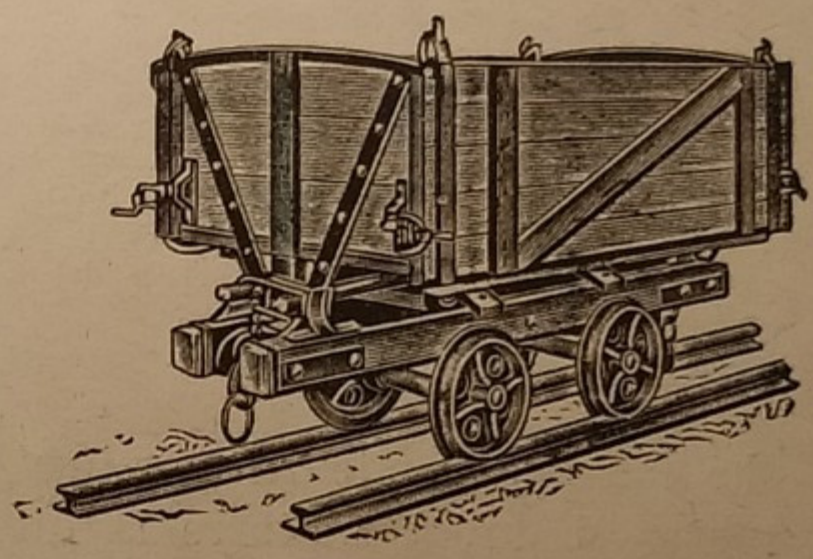


Fig. 35.

La cassa può essere *fissa* e allora lo scarico della terra viene fatto con la pala; oppure *fissa*, ma apribile *lateralmente* (vedi fig. 35), od, infine, *mobile* e *ribaltabile lateralmente*, come lo sono le casse metalliche dei vagoncini tipo *Decauville*.

Il binario può avere uno scartamento di metri 0,60 ÷ 1. I piccoli scartamenti sono sempre preferiti nella trazione a mano o con cavalli e le rotaie risultano inchiodate su traverse di acciaio distanti metri 1 ÷ 1,25, cosicchè si hanno dei tratti di binario, lunghi metri 1,50 ÷ 5, che possono facilmente trasportarsi e collocarsi in opera (*binari portatili*). Per le manovre si utilizzano gli *scambi* e le *piattaforme*, di strutture generalmente più semplici di quelle delle ferrovie principali.

I vagonetti Decauville (vedi fig. 36) constano di un basso telaio rettangolare che sostiene i due assi delle ruote, di due cavalletti verticali che in alto sorreggono una cassa prismatica a mezzo di perni. Le due pareti della cassa che portano i perni, sono verticali, mentre le altre due sono inclinate a 45°. Ciascuna coppia di perni può funzionare da asse eccentrico di rotazione nel momento stesso che l'altra coppia di perni scappa fuori dai propri incastri. Vi sono dei tipi di vagonetti che hanno i cavalletti di sostegno della cassa fissati sui fianchi anzichè sulle testate del telaio, per cui la cassa può ribaltarsi frontalmente. In generale l'altezza del bordo della cassa dal piano delle rotaie non oltrepassa m. 1,60 (valore dello sbraccio verticale). La capacità della cassa è di m^3 0,5 ÷ 0,75.

Lo scartamento del binario è generalmente di m. 0,60; le rotaie hanno sempre un profilo studiato in rapporto alla capacità e peso dei vagonetti e al

tipo di motore da utilizzare. Sono frequentemente usati i binari portatili ad elementi composti della lunghezza massima di m. 5. Il binario può poggiare direttamente sul terreno oppure su una massicciata alta circa cm. 20, quando la trazione venga esercitata da locomotive. Per volumi di terra di circa 30 mila m^3 conviene già far rimorchiare i treni di vagonetti (20 ÷ 30 vagonetti) da locomotori ad olio pesante della potenza di 10 ÷ 35 HP.

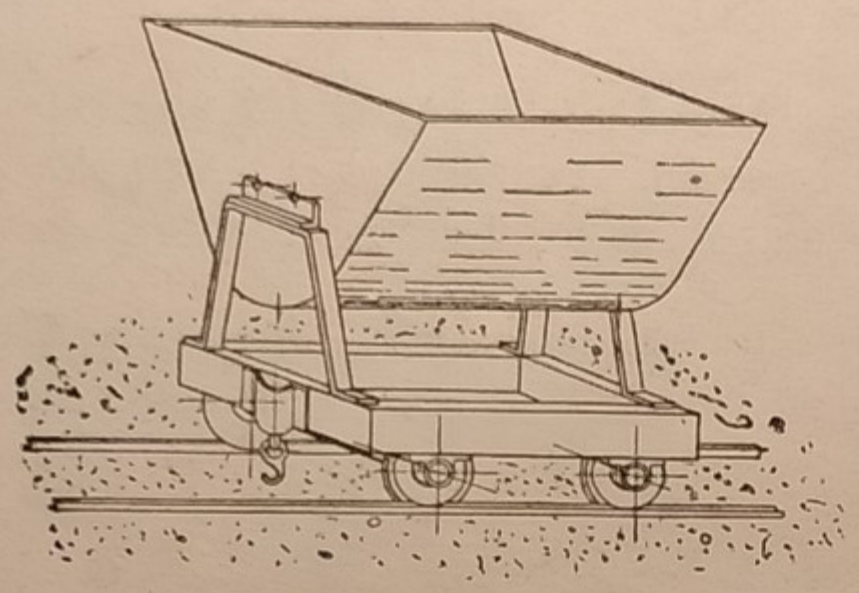


Fig. 36.

Per volumi minori e per medie distanze, la trazione si può fare a braccia d'uomo o di cavalli, formando dei piccoli treni di due o tre vagonetti. La pendenza della via dev'essere appena sentita, ricordando che con una pendenza del 30 °/₀₀ l'economia del trasporto è già notevolmente ridotta. Inoltre si tenga presente che con una pendenza massima del 20 ÷ 30 °/₀₀, nel valutare il costo di trasporto si dovrà tradurre la distanza reale in una *distanza virtuale che è la somma di quella reale e di 80 volte il dislivello da superare.*

Costo dello scavo. — Il costo dello scavo viene sempre riferito ad 1 m^3 di terra misurato nel *vano dello scavo. Esso dipende dal tempo che un manovale di media forza ed attività impiega a cavare 1 m^3 di terra* (vedi pag. 53), *dalla mercede giornaliera del manovale, dal consumo degli arnesi e dai mezzi d'opera che sono necessari per eseguire il lavoro di scavo.*

Se con t indichiamo il numero delle ore di lavoro giornaliero (legalmente $t = 8$), con t_1 il tempo in ore occorrente per cavare 1 m^3 di terra e con M la mercede giornaliera di un operaio cavatore, sarà: $\frac{M}{t}$, *la mercede oraria* ed $\frac{M}{t} \cdot t_1$, *il costo della mano d'opera dello scavo per m^3.*

Per le diverse categorie di terra indicate a pag. 53 il costo $\frac{M}{t} \cdot t_1$ della mano d'opera dello scavo per m^3, all'aperto, ed in condizioni climatologiche normali, risulterà eguale a:

(0,06 ÷ 0,11) *M, per la sabbia o la terra vegetale;*
(0,11 ÷ 0,20) *M, per l'argilla leggera, ghiaia o terra torbosa;*
(0,20 ÷ 0,30) *M, per l'argilla pesante o creta;*
(0,30 ÷ 0,40) *M, per la roccia frantumata o grossi ciottoli;*
(0,40 ÷ 0,56) *M, per la roccia ancora cavabile con picconi o cunei;*
(0,56 ÷ 0,75) *M, per la roccia in banchi compatti;*
(0,75 ÷ 1,25) *M, per la roccia molto resistente.*

A questi prezzi dovremo aggiungere le *spese generali ed ausiliarie* che consistono nelle spese di cantiere, per la direzione e condotta dei lavori, per le assicurazioni sociali, per le imposte, per il consumo degli esplosivi, se si tratta di rocce, per la frantumazione dei massi di rocce tenaci quando si voglia facilitare il loro trasporto, ecc.; ed infine l'*utile dell'impresa*. Generalmente si ammette, che tanto le *spese accessorie* (consumo degli utensili) che le *spese generali* (direzione dei lavori, ecc.) siano una percentuale del lavoro vero e proprio.

Per i lavori di mina di una certa importanza, sarà opportuno procedere per via sperimentale, confrontando il risultato dell'esperimento con quello di altri lavori analoghi per condizioni intrinseche (*natura e costituzione geologica della roccia*) ed estrinseche (*circostanze locali*). Generalmente nella pratica dei lavori in terra, assieme al costo di scavo viene computato anche quello del carico sui veicoli di trasporto o del paleggiamento ad una data distanza.

Costo dei trasporti. — 1) *Costo del trasporto con paleggiamento.* — Un manovale di media forza ed attività, in una giornata lavorativa di otto ore, può paleggiare e caricare entro veicoli i seguenti volumi di terre scavate:

terre leggere . . .	m^3 16 ÷ 20;
terre argillose umide .	m^3 8 ÷ 12;
terre argillose asciutte	m^3 12 ÷ 16;
ghiaie	m^3 6 ÷ 8.

Se con γ indichiamo il peso di 1 m^3 di terra, con V_o i metri cubi di terra che si possono trasportare in una giornata, nel senso orizzontale, con V_v i metri cubi di terra che si possono trasportare in una giornata, nel senso verticale; conservando le notazioni stabilite a pag. 56, un manovale eseguirà al giorno, lungo la distanza orizzontale D un lavoro $V_o \times \gamma \times D$ (Kgm) e nel senso verticale, lungo l'altezza H, un lavoro $V_v \times \gamma \times H$ (Kgm).

Chiameremo *prestazione giornaliera di un operaio per un trasporto orizzontale o verticale, il prodotto del peso trasportato, in Kg., per la distanza di trasporto, in metri.*

Indicando dette prestazioni giornaliere rispettivamente con L_o ed L_v, avremo:

$$L_o = V_o \cdot \gamma \cdot D \; ;$$

$$L_v = V_v \cdot \gamma \cdot H \; ;$$

dalle quali si ricava:

$$V_o = \frac{L_o}{\gamma \cdot D} \; ;$$

$$V_v = \frac{L_v}{\gamma \cdot H} \; .$$

Perciò, *1 m³ di terra trasportato alla distanza D e poi all'altezza H costerà:*

$$C = \frac{M}{V_o} + \frac{M}{V_v} = \frac{M}{\frac{L_o}{\gamma \cdot D}} + \frac{M}{\frac{L_v}{\gamma \cdot H}} = M \cdot \gamma \left(\frac{D}{L_o} + \frac{H}{L_v} \right).$$

In questa formula non sono considerati i guadagni gratuiti. Se consideriamo i guadagni gratuiti (vedi formula (1) pag. 56) avremo:

$$C = M \cdot \gamma \cdot \left(\frac{D - \frac{H}{h} \cdot 0{,}80}{L_o} + \frac{H - \frac{D}{d} \cdot 0{,}60}{L_v} \right).$$

Si osservi che in *terreni sciolti* gli stessi manovali paleggiatori eseguiscono contemporaneamente lo scavo, per cui quest'ultimo risulterà compreso nel valore trovato sopra.

Per i *terreni coerenti* al costo del trasporto a metro cubo si aggiungerà il costo dello scavo a metro cubo (vedi pag. 61). In ogni caso, poi, dovremo sempre aggiungere le *spese generali ed ausiliarie*, che possono ritenersi in ragione del $10 \div 15$ % del costo dello scavo e del trasporto.

2) *Costo del trasporto con ceste, gerle, o barelle.* — Indicando con c la capacità in metri cubi del mezzo di trasporto (vedi pag. 56), con t_1 il tempo in ore per un viaggio completo di andata e ritorno, il costo C di trasporto di un metro cubo di terra sarà dato da:

$$C = \frac{M}{t} \cdot \frac{t_1}{c}\ ; \quad (t = 8 \text{ ore}),$$

a cui si dovranno sempre aggiungere le *spese generali ed ausiliarie.*

3) *Costo del trasporto con le carriole.* — Supponiamo che in un giorno si debbano trasportare V m³ di terra scavata, che x sia il numero dei viaggi completi tra andata e ritorno delle carriole e c la capacità in metri cubi di ogni carriola. Sarà evidentemente:

$$V = c \cdot x. \qquad (1)$$

Ammettendo che un operaio carriolante in una giornata lavorativa di otto ore possa percorrere una distanza orizzontale di metri 25.000 con un carico di 1/25 di m³ di terra (vedi pag. 57) e che la perdita di tempo per il carico e

scarico in ogni viaggio e controviaggio sia di 1′, 5, equivalenti a $\frac{1,5}{8 \times 60} = \frac{1}{320}$ di giorno lavorativo, allora, se in un giorno si percorrono 25.000 metri in $\frac{1}{320}$ di giorno si percorrerebbero $25.000 \times \frac{1}{320} =$ m. 78. Pertanto, il numero delle corse, sarà dato da:

$$x = \frac{25.000}{2\,D + 78}\,. \qquad (2)$$

Sostituendo la (2) in (1) avremo:

$$V = c \cdot \frac{25.000}{2D + 78}\,.$$

A mezzo delle carriole il costo di trasporto di un metro cubo di terra cavata, sarà perciò:

$$C = \frac{M}{V} = \frac{M}{c \cdot \frac{25.000}{2D + 78}} = \frac{M\,(2D + 78)}{25.000 \cdot c}\,, \qquad (3)$$

avendo rappresentato con M la mercede giornaliera di un operaio carriolante.

La (3) ci mostra che il costo C di trasporto con le carriole dipende essenzialmente dalla mercede giornaliera M e dalla distanza di trasporto D. Oltre i metri $100 \div 150$ di distanza il costo di trasporto con le carriole diventa elevato.

Si tenga presente che se la pendenza della strada supera il 4 % alla lunghezza reale D, si dovrà aggiungere 12 volte il dislivello da superare. Ritenendo che la mercede dell'operaio cavatore sia eguale a quella del carriolante e ricordando che la terra cavata aumenta di volume, per cui indicando con f la maggiorazione della mercede per effetto del maggior volume di terra da trasportare, il costo complessivo di un metro cubo di terra cavata e trasportata alla distanza D sarà;

$$C = \frac{M}{t} \cdot t_1 + \frac{M \cdot f \cdot (2D + 78)}{25.000 \cdot c}$$

a cui si dovrà aggiungere il $10 \div 15$ % di C per le *spese generali*.

4) *Costo del trasporto con carrette tirate a mano o da cavalli.* — Ammettendo anche per la carretta tirata a mano che in una giornata lavorativa di 8 ore si possa percorrere una distanza orizzontale di m. 25.000 e che la perdita di

tempo pel carico e scarico in ogni viaggio e controviaggio sia 8′ equivalenti a $\frac{8}{8 \times 60'} = \frac{1}{60}$ di giorno lavorativo, allora se in un giorno si percorrono 25.000 metri la perdita di 8′ equivarrà ad un maggior percorso di $25.000 \times \frac{1}{60} =$ $=$ m. 400 $\sim$. Pertanto il numero x dei viaggi di una carretta a mano, in 8 ore, sarà dato da:

$$x = \frac{25.000}{2D + 400} .$$

Se c rappresenta la capacità in metri cubi di una carretta, n il numero degli operai addetti ad una carretta, il volume V di terra trasportata da un operaio sarà:

$$V = \frac{c \cdot x}{n} = \frac{c \cdot 25.000}{n\,(2D + 400)} .$$

Il costo di trasporto di 1 m³ di terra sarà perciò:

$$C = \frac{M}{V} = \frac{M}{\frac{25.000 \cdot c}{n\,(2D + 400)}} = \frac{M \cdot n \cdot (2D + 400)}{25.000 \cdot c} = \frac{M \cdot n \cdot (D + 200)}{12.500 \cdot c} .$$

Si tenga presente che se la pendenza della via supera l'1 %, alla lunghezza reale D si dovrà aggiungere 25 volte il dislivello da superare.

Se la carretta è tirata da un cavallo, e si fa l'ipotesi che il conducente ritornato col carro vuoto stacchi il cavallo e lo attacchi ad un carro già pieno, ammettendo che in una giornata lavorativa di 8 ore il cavallo possa percorrere m. 35.000, se la perdita di tempo pel carico e scarico in ogni viaggio e controviaggio è di circa 15′, equivalente a $\frac{15}{8 \times 60'} = \frac{1}{32}$ di giorno lavorativo, detta perdita equivarrà ad un maggior percorso di $35.000 \times \frac{1}{32} =$ m. 1.000 $\sim$.

Pertanto il numero x dei viaggi di una carretta tirata da un cavallo, in 8 ore, sarà:

$$x = \frac{35.000}{2D + 1000} .$$

Quindi il volume V di terra trasportata in un giorno da un operaio sarà:

$$V = \frac{c \cdot x}{n} = \frac{c \cdot 35.000}{n\,(2D + 1000)} .$$

Il costo di trasporto di 1 m³ di terra sarà perciò:

$$C = \frac{M}{V} = \frac{M}{\dfrac{35.000 \cdot c}{n\,(2D + 1000)}} = \frac{M \cdot n\,(2D + 1000)}{35.000 \cdot c} = \frac{M \cdot n\,(D + 500)}{17.500 \cdot c}\,.$$

Facendo invece l'ipotesi che il conducente non abbandoni mai il proprio carro, allora indicando con t_1 il tempo occorrente ad un operaio per caricare 1 m³ di terra, per caricare un carro occorreranno ore:

$$\frac{c \times t_1}{n_1}\,;$$

essendo c la capacità del carro in m³ ed n_1 il numero degli operai addetti al carico.

Se v rappresenta la velocità del carro in metri al secondo, sarà $3.600 \cdot v$ la velocità oraria del carro e $\dfrac{2\,D}{3.600 \cdot v}$, il tempo in ore che il carro impiegherà in un viaggio di andata e ritorno. Indicando con θ la perdita di tempo in ore per lo scarico, il numero delle corse che si potranno fare in una giornata lavorativa di 8 ore sarà:

$$x = \frac{8}{\dfrac{c \cdot t_1}{n_1} + \dfrac{2\,D}{3.600 \cdot v} + \theta}\,.$$

Pertanto, il volume V di terra trasportata da un operaio in un giorno sarà

$$V = \frac{c \cdot x}{n} = \frac{c}{n} \cdot \frac{8}{\dfrac{c \cdot t_1}{n_1} + \dfrac{2\,D}{3.600 \cdot v} + \theta}\,.$$

Calcolato V, potremo, come al solito, valutare il costo di trasporto di 1 m³ di terra a cui dovremo aggiungere le *spese generali*.

5) *Costo di trasporti con autocarri.* — Il costo di trasporto con questi mezzi viene valutato per *tonnellata-chilometro* (t.Km). Esso può ritenersi uguale a: $\left(0{,}02 + \dfrac{0{,}13}{D}\right) \cdot M$, dove D indica la distanza media di trasporto in Km. ed M indica il costo orario di esercizio di un autocarro col proprio autista (mediamente L. 20 ÷ 25). A detto costo si dovrà aggiungere il costo del carico sull'autocarro, le *spese generali* e gli utili dell'impresa.

6) *Costo di trasporto con vagoncini.* — a) *Vagoncini trainati da uomini.* — Un vagoncino trainato su strada orizzontale da due uomini può trasportare $m^3\ 1 + \frac{1}{3}$ di terra mossa, oppure m^3 1,1 di terra compatta, alla velocità oraria di m. 3.600. Se la perdita di tempo per il carico e lo scarico è di 8′ corrispondente a $\frac{8}{8 \times 60'} = \frac{1}{60}$ di giorno lavorativo, che si traduce in una maggior lunghezza di percorso di $\frac{1}{60} \cdot 3.600 \cdot 8 =$ m. 480, allora il numero delle corse che farà il vagoncino durante la giornata di 8 ore sarà:

$$x = \frac{3.600 \cdot 8}{2D + 480} = \frac{14.400}{D + 240}\ . \qquad (1)$$

Ognuno dei due operai trasporterà in una giornata una quantità di terra, in m^3, espressa da:

$$V = \frac{c \cdot x}{2} = \frac{c \cdot 14.400}{2\,(D + 240)} = \frac{7.200 \cdot c}{D + 240}\ ,$$

dove c rappresenta, come al solito, la capacità del vagoncino in m^3.

Perciò il costo di trasporto di 1 m^3 di terra sarà:

$$C = \frac{M}{V} = \frac{M\,(D + 240)}{7.200 \cdot c}\ . \qquad (2)$$

Se la terra è smossa, ponendo in (2) $c = m^3\ 1 + \frac{1}{3} = \frac{4}{3}$ avremo:

$$C = M\left(0{,}025 + \frac{D}{9.600}\right), \qquad (3)$$

mentre se la terra è compatta, ponendo in (2) $c = m^3$ 1,1, avremo:

$$C = M\left(0{,}03 + \frac{D}{7.920}\right). \qquad (4)$$

Si osservi che se la strada ha una pendenza maggiore del $2 \div 3$ %, la distanza reale D va aumentata di 80 volte il dislivello da superare e che in ogni caso al costo unitario ottenuto si dovranno aggiungere sempre le *spese generali*.

Per $D = \sim$ m. 400 questo mezzo di trasporto non diventa più conveniente.

b) *Vagoncini trainati da cavalli.* — Un convoglio di 3 vagoncini ciascuno della capacità di m^3 1,5 può essere trainato nel senso orizzontale da un cavallo alla velocità media di m. 72/1′.

La perdita di tempo al carico e allo scarico può ritenersi di 10′, per cui in una corsa di andata e ritorno occorrerà un tempo, in minuti primi, espresso da:

$$\frac{2D}{72} + 10 .$$

Il numero x delle corse che potranno effettuarsi in una giornata lavorativa di 8 ore sarà dato da:

$$x = \frac{8 \times 60'}{\frac{2D}{72} + 10} = \frac{8 \times 60 \times 72}{2D + 720} = \frac{17.280}{D + 360} .$$

Un cavallo in una giornata lavorativa trasporterà un volume di terra in m^3, espresso da:

$$V = c \cdot x = (3 \times 1{,}5) \cdot \frac{17.280}{D + 360} = \frac{77.760}{D + 360} .$$

Il costo di 1 m^3 di terra sarà:

$$C = \frac{M}{V} = \frac{M\,(D + 360)}{77.760} .$$

Si osservi che se la strada ha una pendenza maggiore del $2 \div 3$ %, la distanza reale D andrà aumentata di 120 volte il dislivello da superare e che in ogni caso al costo unitario ottenuto si dovranno aggiungere le *spese generali.*

c) *Vagoncini trainati da locomotive.* — Indichiamo con v la velocità media oraria di un vagoncino, con t e t_1 rispettivamente il tempo, in ore, di fermata al carico ed allo scarico.

Il numero x delle corse che potrà fare un vagoncino durante la giornata lavorativa di 8 ore, sarà:

$$x = \frac{8}{\frac{2\,D}{v} + t + t_1} .$$

Il volume V, in m^3, di terra che trasporterà una locomotiva attaccata ad n vagoncini in una giornata lavorativa sarà:

$$V = n \cdot c \cdot x = n \cdot c \cdot \frac{8}{\frac{2D}{v} + t + t_1}$$

dove c è la capacità di un vagoncino. Affinchè il trasporto della terra coi vagoncini trainati da locomotive risulti economico, dovrà essere $D \geqslant$ m. 500 e il

volume di terra da trasportare dovrà superare i m³ 100.000. Per pendenze superiori al 2 ÷ 3 % la distanza reale D dovrà aumentarsi di 250 volte il dislivello da superare.

Il costo C di un metro cubo di terra trasportato da una locomotiva sarà:

$$C = \frac{M}{V} = \frac{M\left(\frac{2D}{v} + t + t_1\right)}{8 \cdot n \cdot c},$$

rappresentando M la spesa giornaliera di esercizio di una locomotiva. A questo costo si dovrà aggiungere l'interesse del capitale d'impianto, il consumo e la manutenzione del materiale rotabile, ecc.

ORGANIZZAZIONE DEL LAVORO. — Sia W il quantitativo di terra in m³ da trasportarsi in G giorni alla distanza D, sarà allora $V = \frac{W}{G}$ la massa di terra in m³ da trasportarsi in un giorno. Il numero giornaliero N dei veicoli sarà:

$$N = \frac{V}{c} = \frac{W}{G \cdot c} \qquad (1)$$

essendo c la capacità di un veicolo in m³.

Se un manovale scava e carica Q metri cubi al giorno, per trasportare i V m³ al giorno, occorreranno operai:

$$n = \frac{V}{Q}. \qquad (2)$$

Si ricordi di tener presente l'aumento di volume della terra dopo lo scavo (vedi pag. 53).

È utile conoscere *la lunghezza della fronte del caricamento di terra*. Indichiamo con l il valore della fronte per un veicolo (si può ritenere l = m. 1,50 *per la carriola*, l = m. 2 *per la carretta a mano*, l = m. 3 *per il carro o vagoncino trainato da cavallo*).

Se N è il numero dei veicoli da caricare giornalmente ed x rappresenta il numero giornaliero delle corse di un veicolo, allora il numero dei veicoli che si dovrà caricare contemporaneamente sarà: $\frac{N}{x}$ (3) e questo numero occuperà una lunghezza di fronte di caricamento dato da: $\frac{N}{x} \times l$. Il numero totale delle carriole occorrenti per il carico degli N carri, corrisponde al numero dei mano-

vali addetti allo scavo ed al carico, e cioè sarà dato dalla somma di (2) e (3), ossia:

$$\frac{V}{Q} + \frac{N}{x} \text{ ; ed essendo [vedi formula (1)]}$$

$$N = \frac{V}{c} \text{ avremo pure:}$$

$$\frac{V}{Q} + \frac{V}{c \cdot x} = \textit{numero carriole (o numero dei manovali)}. \qquad (4)$$

A questo numero si dovrà aggiungere il 5 % come riserva trattandosi di carriole (o di manovali occorrenti pei lavori supplementari, come spianamento suolo, riparazioni e ripulitura carriole, ecc.).

Trattandosi di carrette servite da due uomini, il numero delle carrette occorrenti sarà:

$$\frac{V}{2Q} + \frac{V}{c \cdot x}, \qquad (5)$$

mentre il numero degli operai sarà dato da:

$$2\left(\frac{V}{2Q} + \frac{V}{c \cdot x}\right) \qquad (6)$$

a cui si aggiungerà, come sopra, il 5 % per la riserva.

Se i carri sono trainati da cavalli, ed ogni carro è sempre servito da due uomini, il numero dei carri sarà come sopra:

$$\frac{V}{2Q} + \frac{V}{c \cdot x}.$$

Se s'impiega un conducente per due carri e con N_1 s'indica il numero degli operai occorrenti allo scarico, allora il numero totale degli uomini sarà rappresentato da:

$$\frac{V}{Q} + \frac{V}{2 \cdot c \cdot x} + N_1.$$

Se invece s'impiegano i vagoncini, il loro numero sarà dato da:

$$\frac{V}{2Q} + \frac{V}{c \cdot x}$$

a cui aggiungeremo il 10 % per la riserva.

b) **Formazione del corpo stradale ordinario e della soprastruttura. - Opere di consolidamento.** — TRACCIAMENTO DELL'ASSE STRADALE. — Per fissare l'andamento planimetrico dell'asse stradale si comincerà ad osservare se sul terreno esistano sempre i vecchi picchetti d'asse collocati per lo studio definitivo del progetto, curando di rimettere a posto quelli rimossi, giovandosi della loro posizione relativa rispetto a punti fissi, come risulta dalle monografie dei picchetti stessi. Se il terreno è roccioso, occorrerà individuare questi punti sulla superficie piana della roccia appositamente intagliata.

Per le gallerie non si determina il tracciato sul terreno, ma si precisa la posizione degli imbocchi, o con una poligonale aperta oppure con una triangolazione geodetica se la galleria è di grande importanza.

Nelle curve l'asse dev'essere individuato per punti fissati sul terreno con *opportuna operazione topografica*. Se la costruzione stradale è a poca profondità rispetto al piano di campagna ed il terreno circostante permette di stabilire degli allineamenti sussidiari, si potrà ricorrere a fissare i punti della curva o col metodo delle *perpendicolari alle tangenti*, o *alla corda*; oppure col metodo *delle corde e saette*, o col metodo delle *coordinate polari*. Se il tracciamento della curva deve farsi in trincea profonda o in galleria si potrà ricorrere o al metodo per *tangenti successive*, o per *corde successive*; oppure al metodo per *ordinate alle poligonali secanti* (*).

Per le curve policentriche si applicherà ad ogni arco circolare, componente la curva, uno dei metodi di picchettamento richiamati sopra. Le curve paraboliche s'individuano per tangenti, oppure per punti, se, come accade nei raccordi ferroviari, la curvatura è variabile.

L'andamento altimetrico dell'asse stradale s'individua sul terreno collocando dei pali verticali nei punti dove si ha un cambiamento di pendenza di livelletta, fissando su ciascun palo ad un'altezza eguale a quella della quota rossa d'asse in quel punto, un'assicella orizzontale. Traguardando fra le assicelle di due pali successivi si potrà individuare l'andamento planimetrico ed altimetrico dell'asse. I picchetti d'asse che forzatamente saranno rimossi coll'operazione di sterro oppure verranno ricoperti dal riporto di terra, saranno sostituiti da altri picchetti piantati esattamente di fianco, o lungo i cigli della trincea o ai piedi del rilevato e secondo la direzione perpendicolare all'asse. Nei passaggi dallo scavo al riporto si segneranno sul terreno i punti principali della linea di passaggio M, N, P, (vedi fig. 37) che si potranno determinare graficamente riportando da bande opposte di un segmento $A\,B$, eguale alla

---

(*) Per ognuno di questi metodi di tracciamento rimandiamo lo studioso ai noti trattati di topografia o all'uso del Manuale Colombo.

distanza orizzontale D fra le due sezioni, le quote a, a_1; b, b_1; c, c_1; che sono relative allo stesso piano verticale parallelo all'asse stradale.

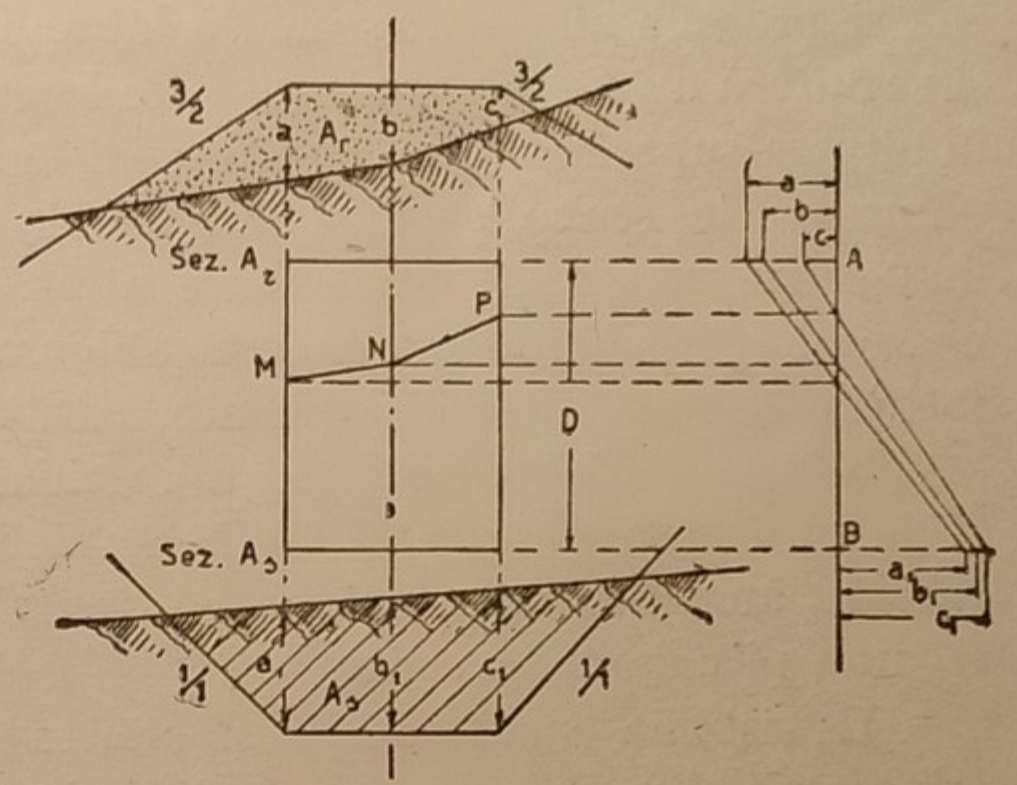


Fig. 37.

Per l'esecuzione dei lavori di sterro o di riporto si dovrà individuare sul terreno la forma della trincea e del rilevato con convenienti *sagome di profilamento* costituite da listelli di legno (vedi fig. 38 *a* e *b*), aventi le dimensioni conformi a quelle delle corrispondenti sezioni trasversali del progetto. Queste sagome si fissano sul terreno nel senso perpendicolare all'asse stradale e a quella reciproca distanza in maniera da determinare la sagoma del corpo stradale compresa fra due prestabilite sezioni trasversali del progetto.

FORMAZIONE DELLE TRINCEE E DEI RILEVATI. — Per scavare una trincea di *piccola profondità* si può procedere per *strati successivi* operando per ognuno di questi dagli estremi verso il mezzo, oppure si può scavare la terra a *nuclei*

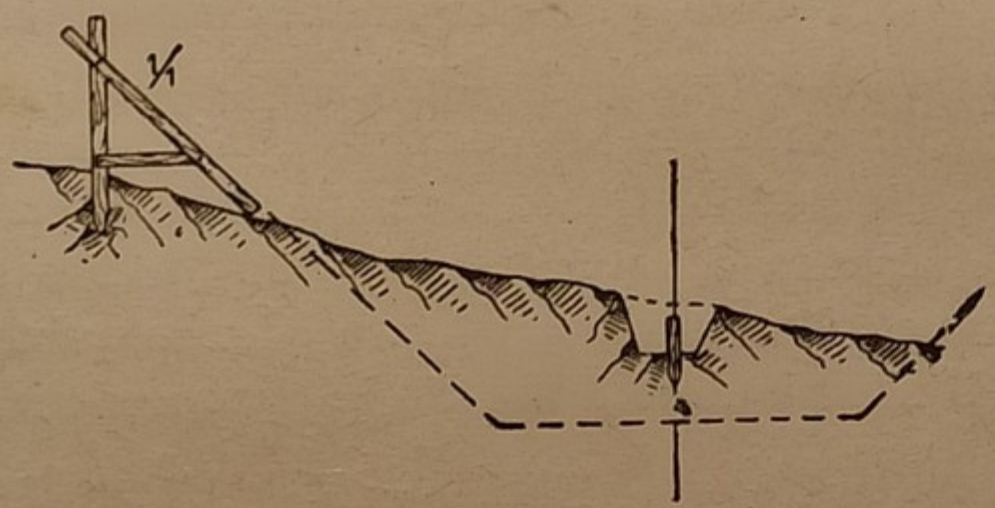


Fig. 38 *a*.

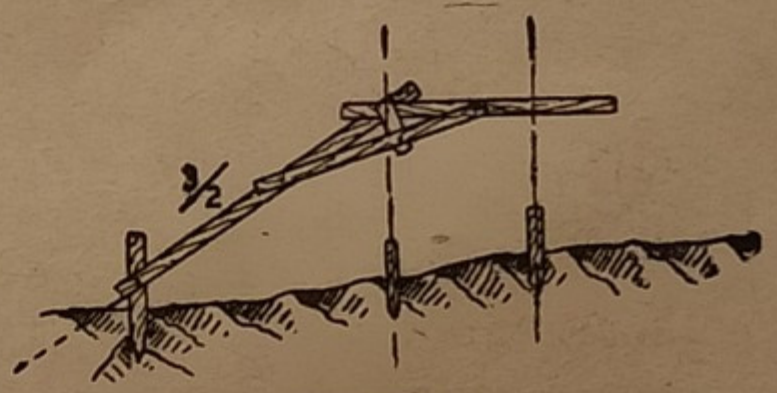


Fig. 38 *b*.

intervallati nel senso dell'asse stradale e per una certa lunghezza, creando delle rampe d'uscita con le parti non scavate, che verranno poi gradatamente demolite.

Per scavare una trincea più profonda si può utilizzare l'*attacco in cunetta* consistente nello scavare con i mezzi ordinari una cunetta centrale C (vedi fig. 39 *a*) avente una larghezza di fondo capace di potervi sistemare il binario dei vagoncini per il trasporto della terra scavata. Quindi si demoliscono i nuclei contrassegnati in fig. 39 *a* con 1, 1 e, se è richiesta una celerità di lavoro, si potrà im-

piantare un secondo binario che si porrà accosto ai fianchi dello scavo. Man mano che si procede allo sbancamento laterale, contrassegnato in fig. 39 *a* con 2, 2 si seguiterà a scavare gradatamente la cunetta centrale *C*. Se la trincea risulta di altezza superiore ai m. 3 ÷ 5 (vedi fig. 39 *b*), per evitare ogni pericolo di franamento, lo scavo potrà suddividersi in due o tre strati di conveniente altezza, operando per ciascun strato come abbiamo fatto osservare precedentemente. Utilizzando le macchine escavatrici a cucchiaia si potrà attaccare tutta la larghezza della trincea, anzichè limitare l'attacco frontale ad una piccola zona centrale.

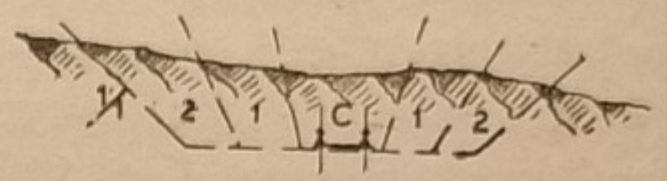


Fig. 39 *a*.

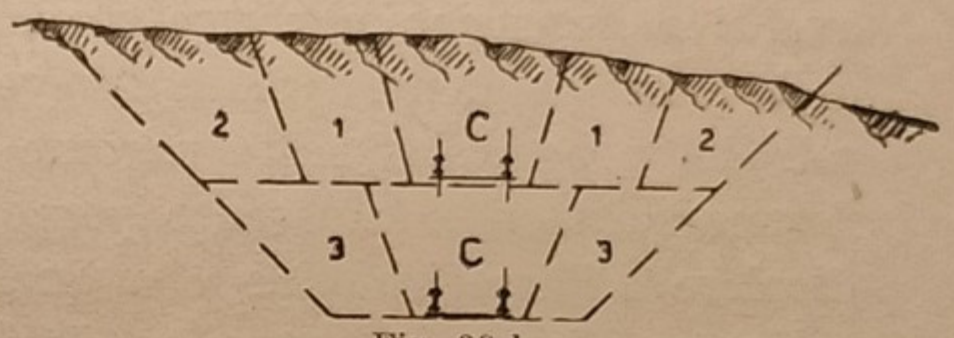


Fig. 39 *b*.

Il sistema suddescritto si adatta a trincee di difficile cavatura e di limitata lunghezza, procedendo a scavare per successivi tronchi o *cantieri* di lavoro. Se invece si vuole scavare secondo una notevole lunghezza per conseguire una certa rapidità di esecuzione di lavoro, si ricorrerà al sistema di *attacco laterale* od *in superficie*, che consiste nel cominciare a scavare con i mezzi ordinari (vedi fig. 40) una certa larghezza di terra verso quel margine più basso della trincea e in cui si impianta il binario *a* per contenere un convoglio di vagoncini che sarà destinato a trasportare la terra scavata dal nucleo vicino 2. Quando si riterrà opportuno, si spianterà il binario *a* collocandolo in a_1, procedendo quindi a scavare i nuclei contigui 3 e *b*. Quindi s'impianterà il binario in a_2 procedendo poi a scavare i nuclei 4 e b_1. Così seguitando si potrà demolire in larghezza e profondità tutta la trincea. Con questo metodo si potrà progredire rapidamente a scavare in lunghezza e soltanto occorrerà una certa perdita di tempo per eseguire gli spostamenti laterali del binario.

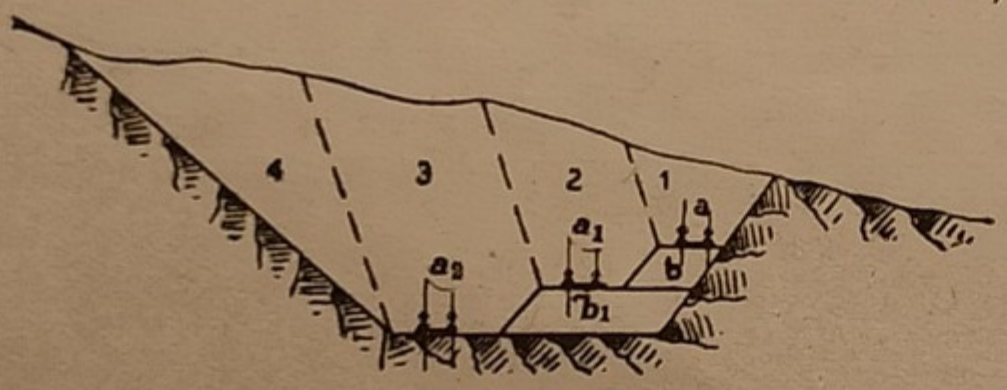


Fig. 40.

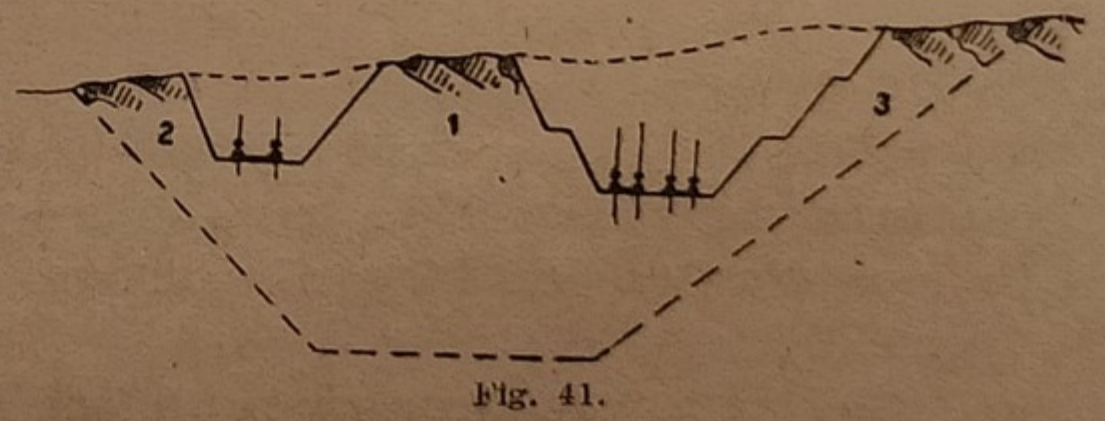


Fig. 41.

Nel caso di grandi trincee larghe si possono scavare due piccole trincee parallele (vedi fig. 41) che permetteranno di demolire rapidamente il nucleo centrale 1 e i due nuclei laterali 2 e 3. Quindi per la rimanente parte sottostante,

meno larga, si potrà ricorrere al metodo dell'attacco in cunetta centrale già descritto. Nella costruzione di grandi trincee sono utili gli escavatori a noria, specialmente se si utilizza il sistema di attacco laterale.

Qualche volta per le grandi e lunghe trincee si utilizza il sistema di escavazione meccanica in *galleria*. Questo metodo consiste nello scavare un cunicolo armato della sezione di m. 2,35 × 2,60 circa (vedi fig. 42) alla profondità corrispondente alla quota del futuro piano stradale. Tra la superficie del terreno ed il cunicolo si apriranno dei pozzi verticali alla distanza di

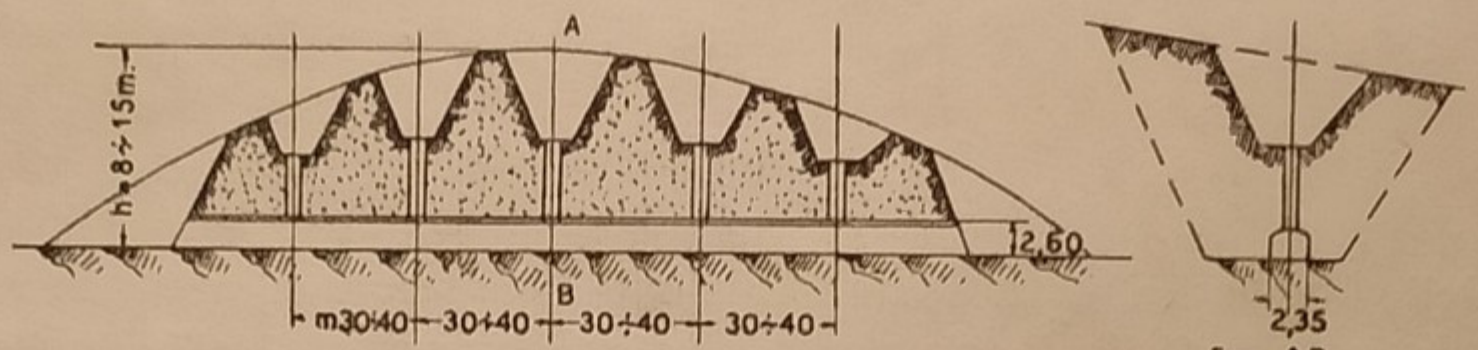


Fig. 42.

m. 30 ÷ 40 e della sezione di circa m² 1,50. Sistemando lungo il cunicolo un binario di servizio si potranno caricare automaticamente di terra i vagoncini posti sotto i pozzi dai quali si fa discendere il terreno scavato. Si comprende come questo metodo presenti facilità di disgrazie per gli operai addetti al lavoro. Esso risulta conveniente per trincee profonde non meno di m. 8 ÷ 10 per terreni ordinari e non meno di m. 15 per terreni rocciosi, in cui si utilizzano le mine. In generale il terreno di natura friabile viene scavato ed asportato a mezzo di adatte macchine.

Ai fianchi delle trincee si assegna una scarpa più o meno grande a seconda del minore o del maggiore grado di coesione della terra e precisamente l'1/1, 1,25/1, 1,50/1 se la terra è più o meno compatta, oppure 1/5, 1/10, o la parete verticale o quasi, a seconda del grado di compattezza del terreno.

Per la formazione dei rilevati si utilizza la terra proveniente dagli sterri riconosciuta di buona qualità, oppure da cave di prestito che possono aprirsi lateralmente alla strada ad una distanza da questa corrispondente almeno alla profondità della cava stessa, che avrà i fianchi con scarpe maggiori od eguali all'1/1.

I rilevati di piccola altezza si costruiscono a strati o *cordoli* regolari alti m. 0,30 ÷ 0,40, con terre convenientemente sminuzzate e pigiate, dovendosi ottenere un perfetto assodamento del corpo stradale.

Se il terreno naturale ha una pendenza moderata nel senso longitudinale (vedi fig. 43), partendo del punto di passaggio *P*, dallo scavo al riporto, si

costruirà uno stretto cordolo di terra di sezione *a*, sul quale si pianterà un binario per i vagonetti che trasporteranno la terra per formare lo strato 1 ed una por-

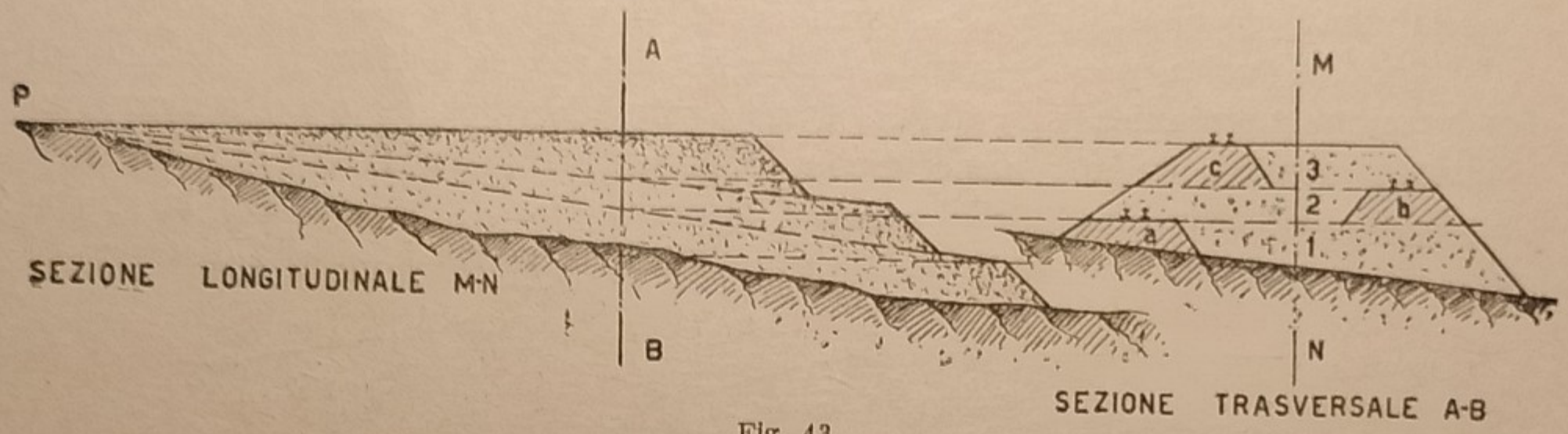


Fig. 43.

zione *b* dello strato 2. Durante la costruzione dello strato 1, occorrendo, si potrà spostare lateralmente il binario posto in *a* per formare tutto lo strato 1 stesso.

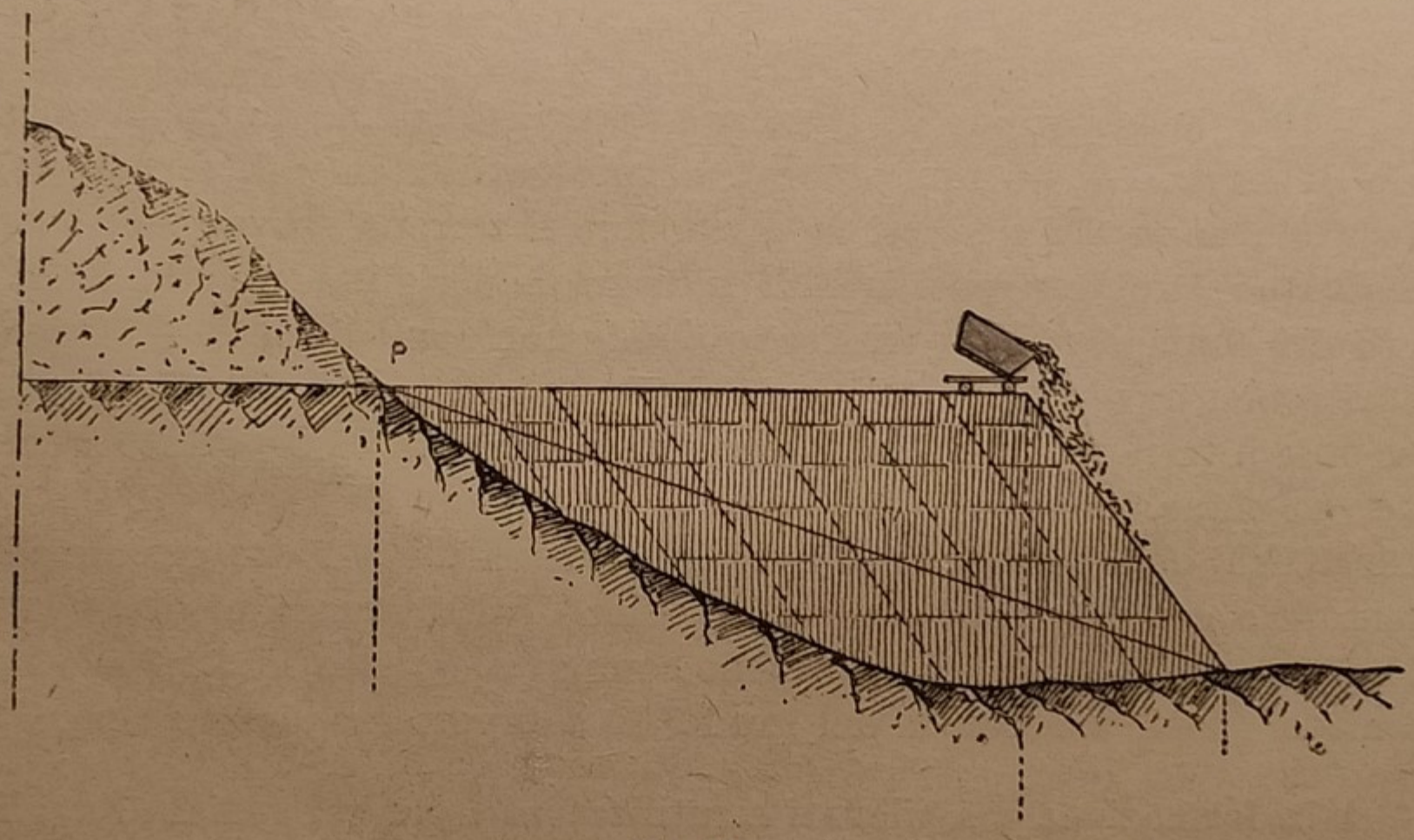


Fig. 44 *a*.

Col binario piantato in *b*, si potrà formare lo strato 2, e così via. La pendenza del binario di servizio non dovrà superare il 3 % ed è opportuno ch'essa si riduca gradatamente all'1,5 %.

Nel caso invece che il terreno naturale presenti un forte dislivello nel senso longitudinale, il rilevato potrà formarsi *a tutt'altezza* (vedi fig. 44), scaricando la terra trasportata sulla fronte di scarico con adatti carri muniti di cassa ribaltabile in avanti.

I binari di servizio si prolungheranno via via che il terrapieno avanza. I convogli di carri *M* giungono ad un raddoppio di binario poche diecine di metri prima della fronte di avanzamento. Quindi in *N* si dirameranno vari

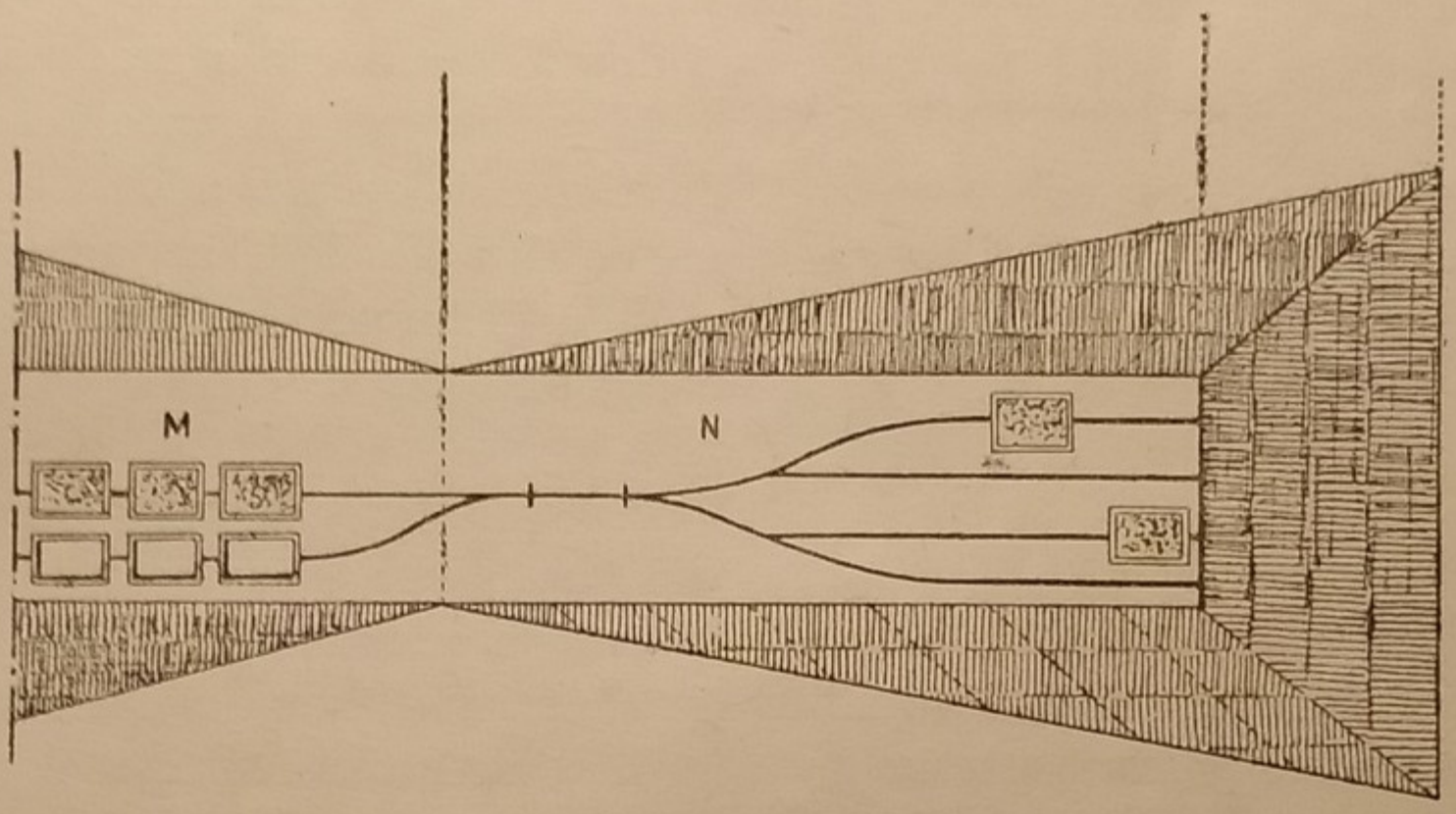


Fig. 44 *b*.

tronchi di binario distribuiti su tutta la larghezza del riporto e sui quali verranno istradati ad uno ad uno i carri, spinti a forza d'uomo o tirati da un cavallo, per essere poi rovesciati sul fronte di avanzamento del terrapieno ed, infine, ricondotti vuoti sul binario di servizio. Occorre tenere presente che le terre scaricate lateralmente debbono essere accuratamente sistemate, assestandole assieme a quelle del corpo centrale, onde evitare possibili franamenti delle scarpate.

Talvolta si può impiegare il *ponte di scarico mobile* (vedi fig. 45) che consiste in una leggera travata in legno della lunghezza di circa m. 20, sorreggente il binario di servizio. Il ponte appoggia con una estremità sul terrapieno in formazione e con l'altra estremità sopra un cavalletto mobile. I vagoncini che arrivano sul ponte scaricheranno lateralmente ed in basso la terra che formerà il rilevato, sino a raggiungere il cavalletto mobile, dopo di che si farà avanzare il ponte di un'altra sua lunghezza a mezzo di argani. Per facilitare gli spostamenti si collocheranno dei tavoloni sotto le ruote del cavalletto e sotto la traversa di testa del ponte.

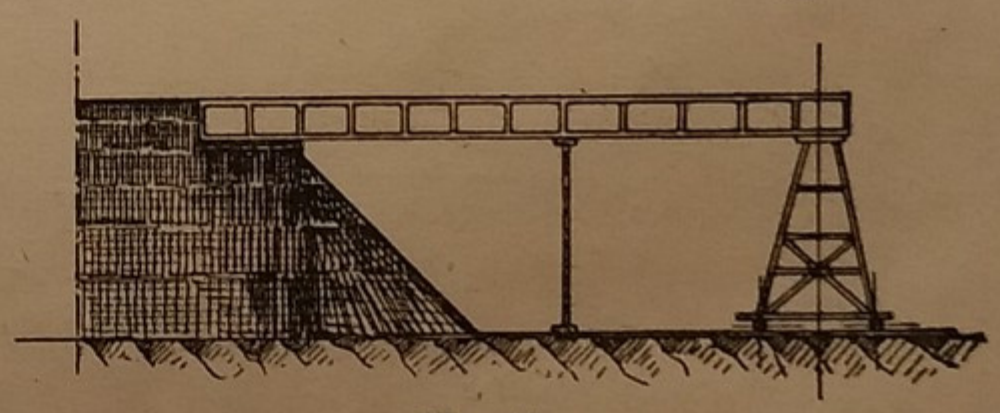


Fig. 45.

Il terreno naturale, prima di sovrapporvi il rilevato, dovrà dissodarsi asportando tutto lo strato vegetale e procurando d'incorporare la terra di

riporto con il terreno naturale stesso. Riscontrando la presenza d'acqua occorrerà costruire adatti canali scolatori per poterla raccogliere e facilmente eliminare. Quando il terreno naturale presenti una pendenza trasversale superiore al 15 % (vedi fig. 46), per evitare che il sovrastante rilevato di terra possa scorrere, si dovrà sistemarlo a gradoni nel senso della pendenza. A monte del rilevato si dovrà praticare una adatta e capace cunetta di scolo delle acque piovane.

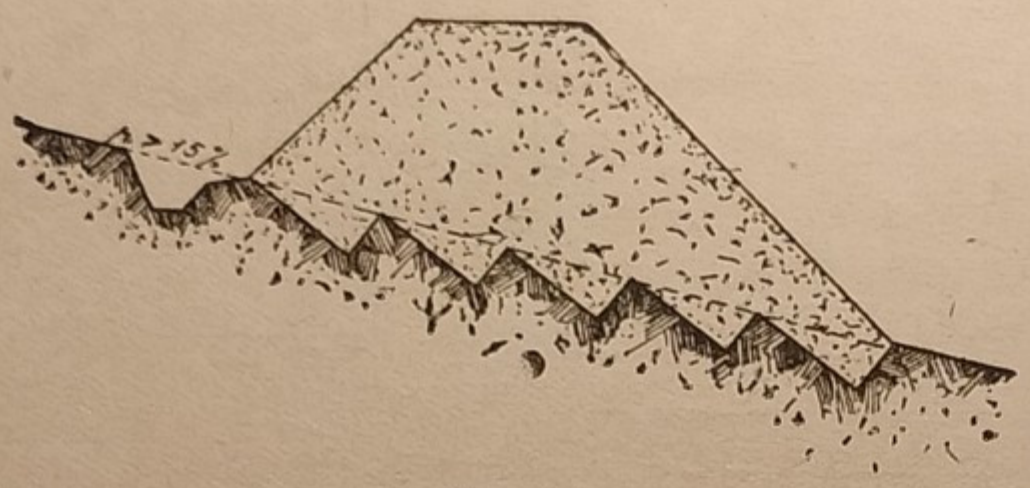


Fig. 46.

Se il terreno naturale è piuttosto comprimibile, si dovrà costipare con pali, oppure si potrà ripartire il peso del rilevato su una maggiore superficie allargando convenientemente la base del rilevato a mezzo di banchina.

Per la formazione dei rilevati i materiali migliori sono quelli che non contengono parti che possano dar luogo a facili scoscendimenti. Perciò saranno da scartarsi le terre vegetali, le marne argillose, mentre si preferiranno le terre alluvionali silicee, le sabbie grosse e le ghiaie. Si ricordi che si deve tenere conto dell'assestamento della terra di riporto per effetto del proprio peso e di quello accidentale dovuto al passaggio dei veicoli carichi e delle persone, per cui si ha una diminuzione di volume. L'*abbassamento* α *per ogni metro d'altezza di rilevato* sarà piccolo, cioè di m. 0,02 ÷ 0,04, se si tratta di roccia dura frantumata o di terra ghiaiosa e sabbiosa; e piuttosto forte, cioè di m. 0,07 ÷ 0,08, se si tratta di terra ordinaria. Stabilita la larghezza L della piattaforma del rilevato, per tener conto dell'assestamento del terreno di riporto, se H dev'essere l'altezza effettiva del rilevato si aggiungerà a questa una certa altezza h (vedi fig. 47), essendo $h = \alpha \cdot H$. Il calo della terra si può rendere minimo costruendo il rilevato a piccoli strati ben compressi.

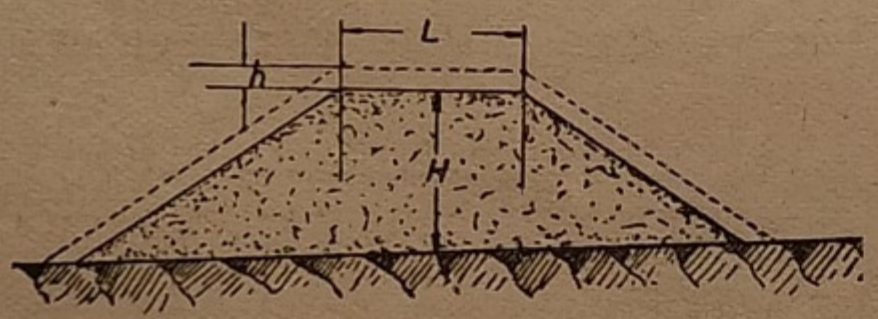


Fig. 47.

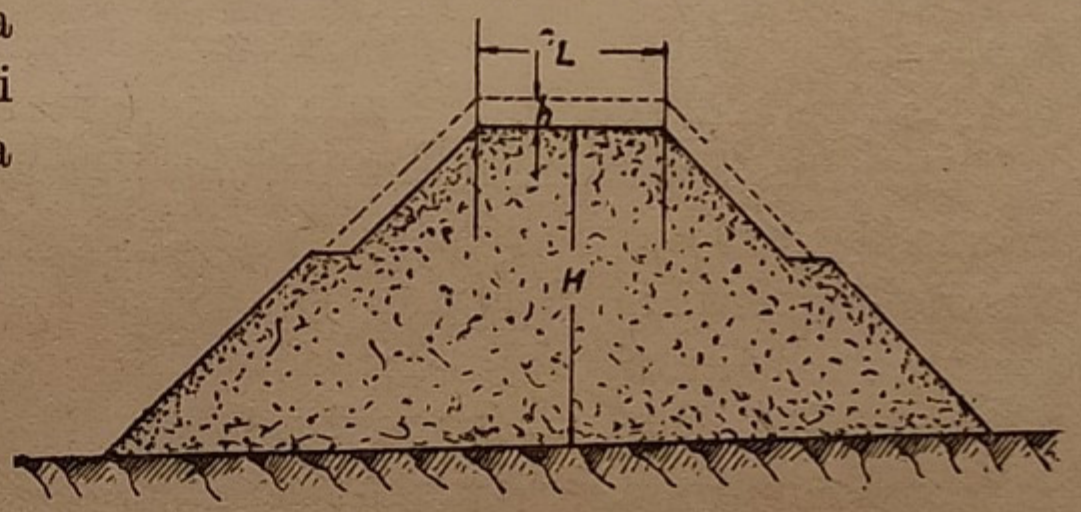


Fig. 48.

Se il rilevato è molto alto e si desideri compensare il calo di terra, senza allargare lateralmente tutto il rilevato come nel caso precedente, si potranno

sistemare i fianchi a banchine (vedi fig. 48); in tal modo si potrà rimediare al calo, portando la terra all'altezza $H + h = H + \alpha H$, assegnando in sommità la prescritta larghezza L di piattaforma.

OPERE ACCESSORIE NELLE TRINCEE E NEI RILEVATI. — Le sezioni stradali in trincea e a mezza costa presentano al piede le *cunette di scolo* per la raccolta delle acque piovane (vedi pag. 76). Le cunette in terra hanno generalmente la forma trapezia con le dimensioni medie riportate nelle figg. 49 *a* e *b*. Esse raccolgono le acque piovane, scolanti dalla massicciata e lungo le scarpate, convogliandole fino al termine della trincea per effetto della pendenza longitudinale della strada. Al fondo delle cunette si può assegnare una piccola pendenza, almeno di $3 \div 5\ \%$, a seconda della natura della terra. Generalmente, però, se la strada non ha una pendenza troppo forte, alle cunette di scolo si assegna la stessa pendenza della strada. Nel caso che questa risultasse eccessiva, si potrà assegnare al fondo della cunetta una pendenza minore, affinchè le acque di scolo non corrodano le pareti ed il fondo per la loro forte velocità; e a determinati intervalli si costruiranno sul fondo della cunetta dei gradini capaci di riportare il fondo stesso della cunetta a quel giusto livello rispetto al piano stradale. Il fondo ed i fianchi della cunetta dovranno rivestirsi in muratura in prossimità di ogni gradino.

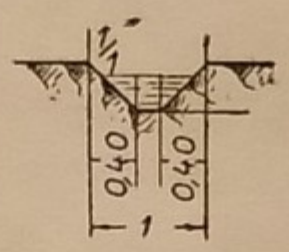


Fig. 49 *a*.

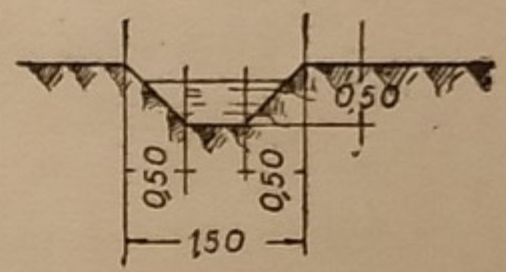


Fig. 49 *b*.

Se la strada è a mezza costa, la cunetta di scolo seguirà per un certo tratto la lunghezza della strada stessa e poi si allaccerà ad un altro colatore, appositamente costruito, che trasporterà le acque a valle, facendole sottopassare trasversalmente alla strada.

Le sezioni in trincea e quelle a mezza costa, in terreni a fianchi molto scoscesi, abbisognano di *muri di sostegno* (vedi figg. 50 *a* e *b*), di cui parleremo in seguito. In questi casi il fossetto di scolo delle acque viene costruito in muratura ordinaria che può far parte della base stessa del muro di sostegno, oppure sarà rivestito di muratura a secco. Il muro di sostegno del rilevato stradale dovrà presentare adatte feritoie per smaltire le acque d'infiltrazione provenienti dalla soprastruttura stradale. Dietro il muro di sostegno si costruirà un drenaggio in pietrame per raccogliere le acque scolanti attraverso il terrapieno stradale.

Lungo i fianchi delle trincee profonde vengono sistemate delle banchine che facilitano l'accesso alle scarpate e diminuiscono la velocità delle acque pioventi sui fianchi, trattenendo i detriti di terra trasportati dalle acque stesse.

Queste banchine si praticano ad una distanza verticale di m. 3 ÷ 4; hanno una larghezza di m. 0,50 ÷ 1 ed una pendenza verso l'esterno di circa 1/5 ÷ 1/8 (vedi fig. 50 *a*).

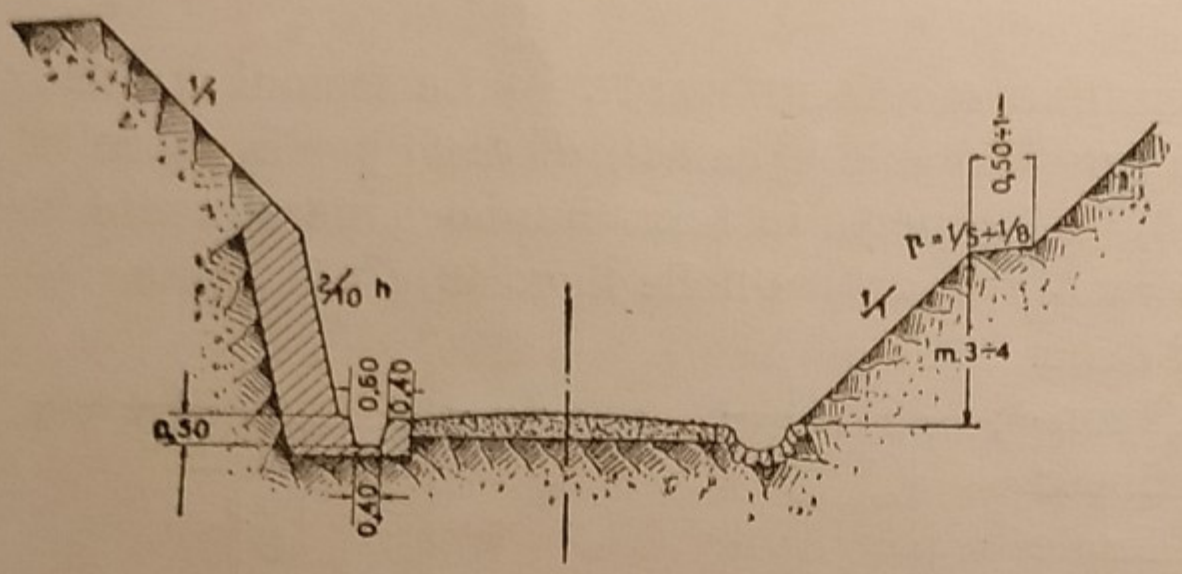


Fig. 50 *a*.

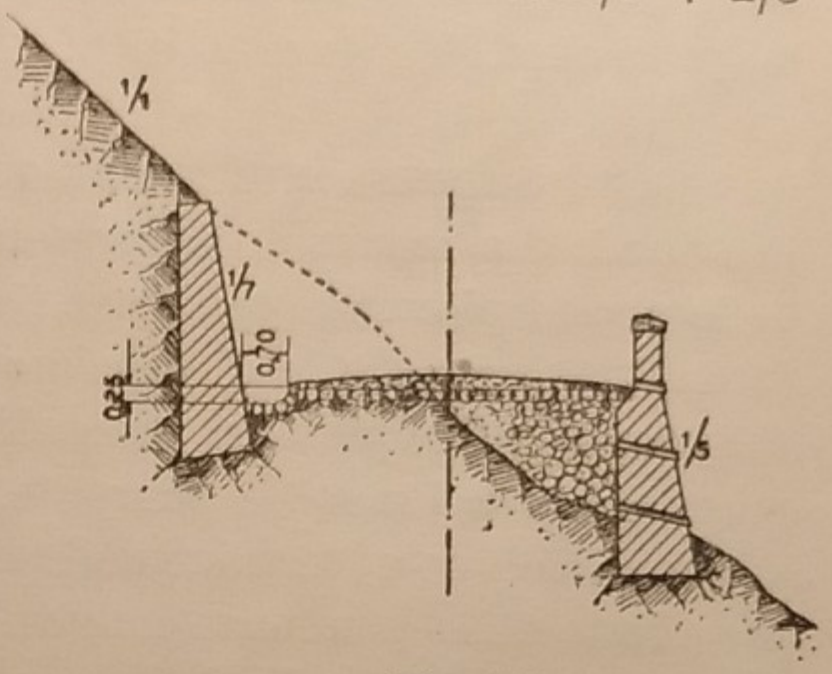


Fig. 50 *b*.

Superiormente alle scarpate delle alte trincee, e in quei tratti di terreno che ricevono lo scolo delle acque piovane, si praticano i cosiddetti *fossi di guardia* che corrono parallelamente al ciglio superiore della trincea alla distanza di circa m. 1 da questo (vedi fig. 51 *a*). Il fondo di questi fossi può rivestirsi di zolle erbose o di pietrame, ed un piccolo arginello in terra, costruito tra il fosso ed il ciglio superiore della trincea, impedirà alle acque rigurgitanti dal fosso stesso di scolare lungo il fianco della trincea.

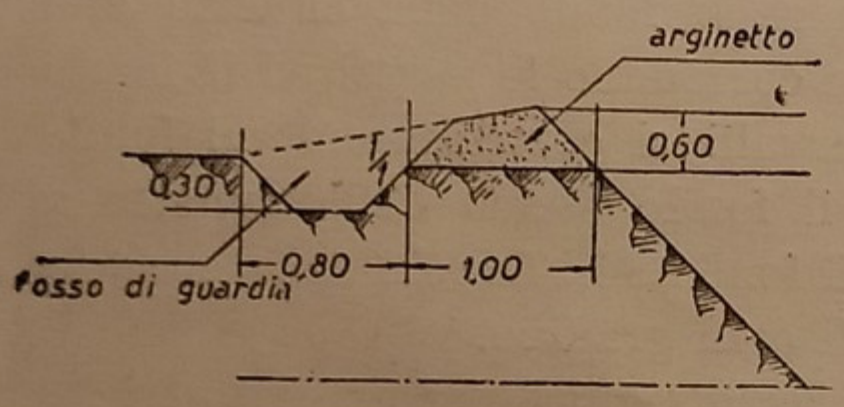


Fig. 51 *a*.

Lungo le scarpate delle alte trincee che presentano delle contropendenze (vedi figura 50 *a*), secondo le linee di massima pendenza si costruiscono i *cunettoni di scarico* per trasportare le acque nelle cunette della piattaforma stradale, che si raccolgono nei punti di contropendenza delle banchine dei fianchi della trincea o dei fossi di guardia (vedi fig. 51 *b*).

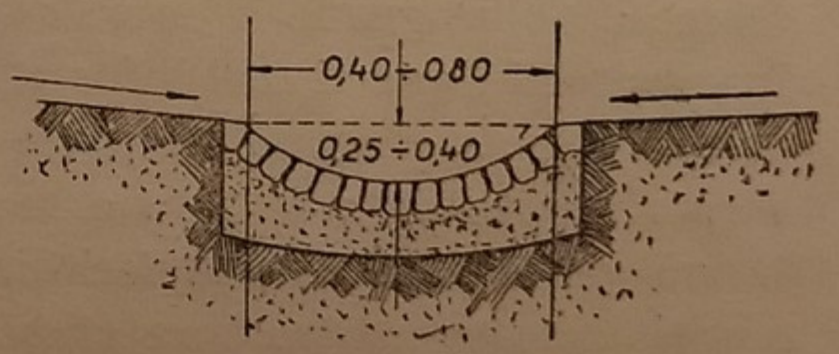


Fig. 51 *b*.

Questi cunettoni presentano una sezione curva, larga m. 0,40 ÷ 0,80 ed alta m. 0,25 ÷ 0,40; sono rivestiti generalmente di muratura in pietrame e calce idraulica ed hanno un sottofondo in calcestruzzo. Qualche volta, invece, sono formati di una platea concava che si raccorda alle due spallette laterali. Mentre l'estremità superiore di questi cunettoni si raccorda al terreno naturale con risvolti, nell'estremità inferiore si costruisce una specie

di pozzetto per raccogliere i depositi di terra e per attenuare la violenza della caduta delle acque scolanti dal cunettone.

Le scarpate delle trincee e dei rilevati si debbono proteggere dalle azioni degli agenti atmosferici rivestendole di erbe e di arbusti che, mentre rallentano il deflusso delle acque piovane, mantengono più saldi i fianchi a mezzo delle loro numerose radici che rilegano le particelle terrose. L'*inerbamento* delle scarpate si può ottenere o con una seminagione di erba medica, di trifoglio, di lupinella, ecc., o rivestendo le scarpate di *piote* o zolle erbose, se si desidera di ottenere un pronto consolidamento delle scarpate. Nei fianchi in cui si temono scoscendimenti superficiali, si pongono i *graticciati* costituiti con picchetti di salice, pioppo, ontano, ecc. intrecciati da ramoscelli della stessa essenza, di taglio non superiore a mesi sei, aventi tale lunghezza da abbracciare tre picchetti consecutivi. Nel caso che le scarpate possano essere lambite dalle acque, i vani del graticciato si riempiranno di ghiaia, oppure si ricorrerà ad una protezione più solida costituita di fascine, gabbioni di filo di ferro zincato riempiti di ciottolame. Talvolta si potranno rivestire le scarpate di pietrame grezzo, a secco, o legato con malta di calce idraulica.

Formazione della sovrastruttura stradale. — NORME GENERALI. — La *sovrastruttura* stradale, comprende la *carreggiata* e due zone laterali a questa, di piccola larghezza, chiamate *banchine*. La carreggiata delle strade ordinarie, esterne agli abitati, deve presentare una superficie *unita*, *resistente* agli urti e all'attrito dei veicoli e deve favorire il transito di questi. La carreggiata si ottiene dalla sovrapposizione di diversi strati di ghiaia o pietrisco che costituiscono la *massicciata* stradale, mentre le banchine sono formate semplicemente da un piccolo strato di ghiaia e sabbia, dovendo servire al solo passaggio dei pedoni.

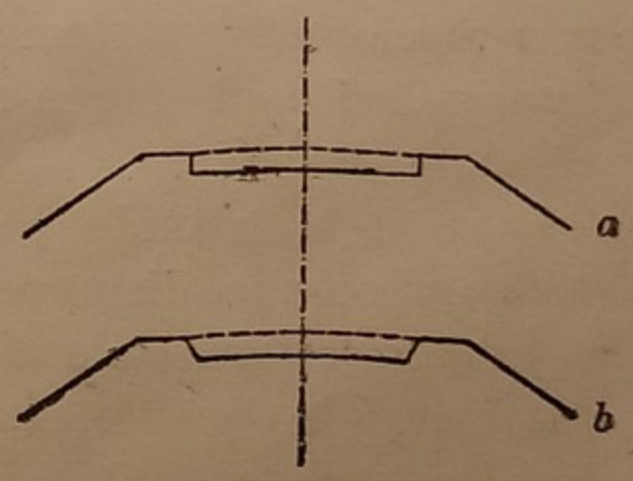


Fig. 52.

La massicciata viene incassata nella piattaforma stradale per una larghezza corrispondente a quella del carreggio. L'incassatura che deve ricevere lo spessore della massicciata può avere una delle due forme rappresentate in sezione dalle figg. 52 *a* e *b*.

Se la massicciata ha bisogno di fondazione, l'incassatura dovrà farsi profonda cm. 50÷60, mentre sarà di soli cm. 20÷30 se non vi è bisogno di fondazione.

La massicciata senza fondazione, secondo il sistema Mac-Adam (*), è

(*) John Mac-Adam (n. 1756, m. 1836) ingegnere scozzese è stato il grande maestro della moderna tecnica stradale. Realizzò il primo tipo economico di pavimentazione, a superficie unita e regolare, posta su una buona massicciata di sottofondo.

generalmente formata di tre strati (vedi fig. 53), ciascuno dell'altezza di cm. 8 ÷ 10, accuratamente compressi con adatte macchine. Lo strato più basso è formato di ghiaia naturale, di cava, vagliata, priva di materiale terroso e con elementi spessi 2 ÷ 5 cm. Lo strato intermedio è costituito di ghiaia viva (lavata) di fiume o torrente. Lo strato superiore (*copertura*) è formato di pietrisco, di natura cementante, a spigoli vivi, utilizzando, preferibilmente, i calcari silicei, le arenarie a cemento calcareo, i serpentini e le sabbie calcaree o serpentinose ad elementi grossi.

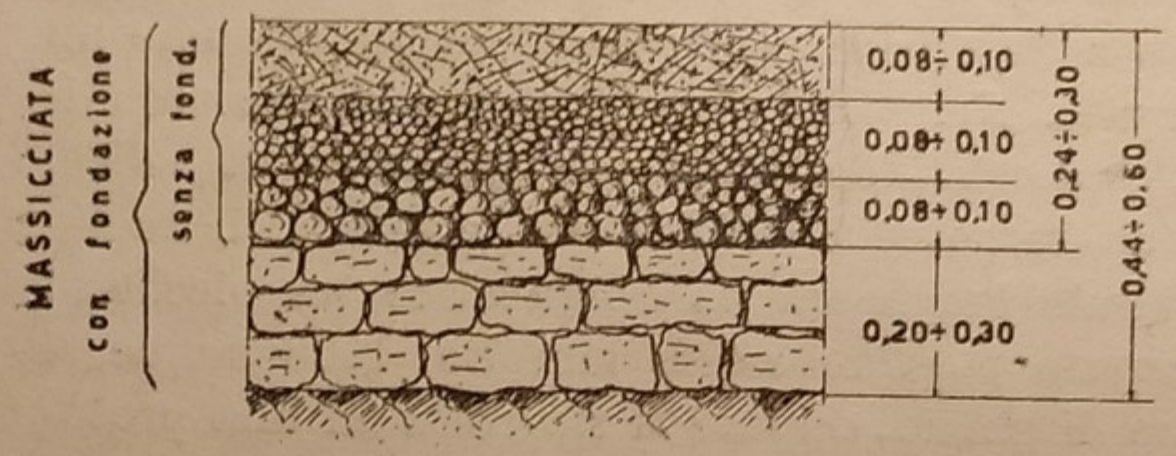


Fig. 53.

Qualche volta può mancare lo strato intermedio ed allora lo spessore della massicciata, senza fondazione, si ridurrà a soli cm. 16 ÷ 20.

Se per la natura terrosa ed umida della base di appoggio la massicciata ha bisogno di fondazione, si disporrà un sottofondo di grosse pietre di cava (vedi fig. 53), dello spessore di m. 0,20 ÷ 0,30 che sarà capace di sostenere, senza cedere, la sovrastante massicciata col suo carico accidentale e di favorire la dispersione nel terreno sottostante delle acque d'infiltrazione che provengono dagli strati superiori. Quando manca la fondazione ed il terreno è umido e non roccioso, si potranno costruire dei canaletti di scolo con pietrame a secco, intervallati ogni cinque metri, o più, e disposti nel senso perpendicolare all'asse stradale.

Se il sottofondo è argilloso e manca la fondazione, sotto la massicciata sarà opportuno disporre uno strato formato da una mescolanza di argilla e sabbia, affinchè l'umidità del terreno, attraversando detto strato, venga assorbita dall'argilla. In tal modo l'argilla imbevendosi d'acqua si rammollirà, mentre la sabbia indurirà perdendo la sua umidità, cosicchè la mescolanza sabbia-argilla potrà conservare la sua primitiva compattezza. Viceversa, se il sottofondo si essicca molto, l'argilla si consoliderà, ma la sabbia diventerà incoerente.

Generalmente la massicciata tipo macadam si eseguisce in due riprese. Si stenderà il materiale della seconda ripresa soltanto dopo che sia stato ben consolidata con un rullo compressore la prima distesa di materiale. La seconda ripresa dovrà essere compressa più accuratamente e più energicamente. L'operazione di cilindratura dev'essere sempre accompagnata da un abbondante innaffiamento e se sul luogo non vi fosse sufficiente quantità d'acqua, sarà opportuno che il lavoro di cilindratura venga eseguito nelle giornate umide. La cilin-

dratura viene eseguita con rulli o cilindri compressori che possono essere in pietra da taglio o in ghisa. Quelli in pietra sono poco usati essendo soggetti ad una forte usura. Possono dividersi in *rulli a trazione animale* e *rulli a trazione meccanica*. I primi possono pesare al massimo 8 tonn. e constano di una intelaiatura e di un rullo cavo in ghisa di peso variabile, ottenuto a mezzo di acqua posta entro il rullo. Il rullo è tirato da cavalli o da buoi. I secondi sono muniti di motore a vapore o a benzina e generalmente constano di quattro rulli, dei quali due sono i *motori*, posteriori, e due gli anteriori *portanti*, accostati fra di loro ed imperniati sullo sterzo. La larghezza della cilindratura è di metri 1,20 ÷ 2,30. La marcia può effettuarsi tanto in avanti quanto all'indietro ed in ogni caso si hanno due velocità. La sterzatura può eseguirsi entro un raggio un po' maggiore della lunghezza della macchina (circa m. 5), mediante lo sterzo a vite senza fine comandata da un volante. Il peso della macchina può essere di tonn. 6 ÷ 20; ma vi sono altri tipi di compressori che raggiungono il peso di 30 tonn. La pendenza massima che può superare è del 15 % se la strada non è inghiaiata, e la velocità varia da un minimo di Km. 2,5 ad un massimo di Km. 8 per ora.

La compressione della massicciata s'inizia su due strisce laterali che comprendono le banchine per circa cm. 20. La cilindratura proseguirà simmetricamente rispetto all'asse stradale e per zone contigue, alternate a destra e a sinistra, curando sempre di far passare il rullo sopra una larghezza di circa cm. 20 della striscia contigua compressa prima. Le lunghezze delle strisce che si cilindrano, non superano i m. 300 ÷ 500. A cilindratura ultimata si spargerà sulla massicciata il materiale di aggregazione; quindi con una nuova cilindratura si regolarizzeranno tutte le angolosità della massicciata usando altro materiale d'inghiaiamento.

Si giudicherà la cilindratura ultimata quando un frammento di pietrisco, grosso circa cm. 5, si sgretolerà sotto il rullo compressore senza più penetrare nella massicciata.

Pavimentazioni moderne. Premessa. — Il logorio della massicciata è una conseguenza del traffico continuo e della poca compattezza del materiale d'inghiaiamento che presenta una notevole percentuale di vuoti ($\sim 25 \div 35$ % in volume). Per ottenere una buona coesione della massicciata si dovranno colmare questi vuoti, adoperando del *materiale legante*, come il catrame ed il bitume, che impediscono la formazione della polvere sotto l'azione del traffico e conservano più a lungo il materiale d'inghiaiamento.

Classificazione delle pavimentazioni. — Se si tiene conto della reazione della pavimentazione sotto l'azione delle ruote dei veicoli, le pavimentazioni si distingueranno in *rigide* ed *elastiche*.

Le pavimentazioni rigide possono risultare formate con *pietre naturali*, in *calcestruzzo di cemento* e in *macadam cementato*.

Le pavimentazioni elastiche sono costituite da *leganti* (*bitume*, *catrame* o *polveri asfaltiche*) incorporati o distesi sulla pavimentazione.

Esse possono dividersi in *pavimentazioni elastiche permanenti* (in *conglomerati bituminosi*, in *asfalto compresso*, in *legno*, ecc.), in *pavimentazioni elastiche semipermanenti* e *a macadam protetto*.

Le pavimentazioni elastiche sono da preferirsi a quelle rigide nel caso che prevalga il traffico a trazione animale su quello automobilistico, pur non presentando esse l'alta resistenza al traffico delle pavimentazioni rigide.

Pavimentazioni rigide. — PIETRE NATURALI. — Le migliori pietre naturali per la pavimentazione stradale sono i *graniti*, le *sieniti*, le *dioriti*, i *gabbri*, i *porfidi*, i *basalti* e le *trachiti*, che offrono ottima resistenza all'usura ed alla compressione.

Per formare una pavimentazione lapidea, si prepara anzitutto un letto di posa di malta idraulica di almeno cm. 10 di spessore, quindi vi si posano i masselli di pietra naturale, aventi, in generale, una lunghezza quasi doppia della larghezza e un peso massimo di Kg. 80, affinchè l'operaio possa da solo maneggiare il massello. Qualche volta il piano di posa dovrà risultare formato di pietrisco opportunamente innaffiato e cilindrato, onde ottenere il massimo costipamento del sottofondo.

La *sigillatura dei giunti* si fa con mastici bituminosi riscaldati ad una temperatura di $160° \div 180°$. Si può anche usare una miscela a freddo formata di parti eguali di cemento, polvere di asfalto e sabbia. In ogni caso la sigillatura dev'essere preceduta da *scarnificatura dei giunti* fatta con adatti ferri uncinati, e da *lavaggio con acqua* sotto pressione. È consigliabile prima di fare la sigillatura di lasciare aperto il lastricato al transito per un certo tempo, affinchè i vari pezzi si assestino bene sul loro letto di posa. I giunti dovranno risultare inclinati di circa 45° rispetto all'asse stradale. Al profilo trasversale della strada dovrà darsi una pendenza del $2 \div 3$ % per favorire lo scolo delle acque piovane.

Si possono utilizzare gli elementi lapidei di grandezza media, collocandoli di *coltello* col lato più lungo che è di circa cm. 20. I masselli si posano su un letto di sabbia, nel senso ortogonale alla direzione del traffico, avendo cura di sigillare bene i giunti.

Adoperando invece gli elementi lapidei piccoli, a forma di cubetti, questi si disporranno ad arco con angolo al centro di 90°, in modo che due archi contigui abbiano in comune l'elemento d'imposta. Il piano di posa è formato da un piccolo strato di sabbia, che sarà spesso cm. 2 per gli elementi di chiave che sono più alti, e cm. 4 per gli elementi d'imposta. Posati i cubetti in opera si fa una prima leggera battitura con pestoni: poi usando apposite *mazzaranghe di ferro*, della larghezza della faccia di un cubetto, si farà una battitura generale, cubetto per cubetto. La sigillatura potrà farsi colando del mastice, giunto per giunto, oppure spandendo il mastice su tutta la superficie preventivamente spalmata di una soluzione di latte di calce: questa permetterà poi di distaccare il mastice dalla superficie dei cubetti a mezzo di una semplice raschiatura.

Calcestruzzo di cemento. — La pavimentazione con calcestruzzo di cemento è formata di lastre di conglomerato, posate su un sottofondo asciutto, stabile e uniformemente resistente. Si può ricorrere ad un doppio strato di lastre quando il sottofondo non dà assoluta garanzia di stabilità. In tal caso si forma un primo strato di conglomerato di cemento Portland, tipo 450 (Kg. 400/m^3), dello spessore di cm. $12 \div 14$; quindi un secondo strato di conglomerato di cemento ad alta resistenza, tipo 600, e pietrisco durissimo dello spessore di cm. $5 \div 8$. La lunghezza delle lastre sarà di m. $5 \div 9$ e la loro larghezza sarà di m. $4 \div 5$. I giunti dovranno risultare regolari, larghi al massimo cm. 1,5, e dovranno riempirsi di mastice bituminoso. La compressione del calcestruzzo si farà con adatti *vibratori* che lo renderanno assai denso e pochissimo poroso.

Prima di permettere il transito, la pavimentazione si ricoprirà di uno strato di 5 cm. di sabbia che sarà mantenuta sempre umida per tutto il periodo di stagionatura ($12 \div 18$ giorni). Ai lati della pavimentazione si disporranno delle cordonature di pietra, oppure, mancando queste, i fianchi delle lastre dovranno arrotondarsi.

Macadam cementato. — Il macadam cementato è costituito da uno spessore di cm. $12 \div 14$ di macadam ordinario nel quale il pietrisco è collegato ad una malta cementizia introdottavi per penetrazione. Si forma anzitutto un sottofondo uniforme, che riceverà uno strato di pietrisco di cm. $14 \div 17$ di altezza, ad elementi grossi cm. $4 \div 6$. Lo strato di pietrisco verrà compresso con poche passate di rullo e poi si farà la gettata di malta di cemento (chilogrammi $200 \div 250$ di cemento per ogni m^3 di pietrisco compresso). Si riprenderà la cilindratura partendo dai fianchi e procedendo verso il mezzo. Il latte di calce che affiorirà alla superficie, per effetto della compressione, verrà distribuito con spazzolini; quindi la cilindratura continuerà sino ad ottenere una superficie

unita e compatta. La pavimentazione si ricoprirà con sabbia tenuta umida per tutto il periodo della stagionatura (7 ÷ 10 giorni). Trascorso questo periodo, la strada si potrà aprire al traffico.

Pavimentazioni elastiche. — Abbiamo già detto che le pavimentazioni elastiche sono costituite da leganti e cioè da bitume, catrame o polveri asfaltiche, incorporati o distesi sulla pavimentazione. Generalmente si utilizzano i bitumi che provengono dalla distillazione del petrolio e che sono quasi totalmente solubili in solfuro di carbonio. I catrami provengono dalla distillazione del carbon fossile, mentre le polveri asfaltiche, che provengono dalla macinazione delle rocce asfaltiche (vedi vol. I, pag. 54), non dovranno contenere tracce di zolfo, di paraffina e di sostanze argillose. Queste polveri asfaltiche vengono trattate con olii minerali provenienti dalla distillazione delle stesse polveri, oppure con olii di catrame.

Pavimentazioni elastiche permanenti. — Queste pavimentazioni possono formarsi con *conglomerati bituminosi*, quali la *bitulite*, il *topeka* e la *asfaltite*; con *asfalto compresso*, in *legno*, ecc.

In generale, i conglomerati bituminosi sono formati da una miscela di bitume o catrame, con pietrisco di dimensioni assortite, di sabbia e polvere finissima di cemento o calce idraulica. Sopra un sottofondo resistente di buona massicciata di macadam cilindrato, od anche su un sottofondo di calcestruzzo cementizio, si dispone uno strato di conglomerato bituminoso dello spessore minimo di cm. 5. La *bitulite* è una miscela di pietrischetto, graniglia e sabbia naturale od artificiale, che viene riscaldata a 160° ÷ 180° per essiccarla completamente: quindi a questa temperatura viene impastata con bitume. Su un sottofondo ben preparato e regolarizzato si fa la distesa della bitulite alla temperatura di 150° ÷ 160° e si cilindra bene per ottenere la sagoma desiderata della pavimentazione. Il manto viene sigillato con trattamento superficiale di bitume a caldo e graniglia e quindi si cilindra fortemente sino ad ottenere un piano perfettamente chiuso. Il *topeka* è un calcestruzzo bituminoso, a due strati, dello spessore di cm. 7, dei quali cm. 4 sono di fondazione e cm. 3 di consumo. Il primo strato è un conglomerato formato con grosso pietrisco ed il secondo strato è formato con pietrisco minuto oppure con malta bituminosa. Il processo di lavorazione è simile a quello della bitulite. La *asfaltite* è un conglomerato costituito di due strati, di diverse dimensioni negli aggregati, dello spessore totale di cm. 6. Esso viene disteso a freddo su un buon sottofondo di calcestruzzo di cemento o di macadam cilindrato e quindi viene fortemente compresso con rullo sino ad ottenere un manto resistente ed unito.

La pavimentazione elastica permanente in asfalto compresso è costituita da un manto di polvere asfaltica steso alla temperatura di 150° ÷ 180° su un sottofondo resistente. Il manto viene accuratamente cilindrato sino ad ottenere una superficie dura, compatta ed unita.

In generale le pavimentazioni permanenti elastiche diventano col tempo sdrucciolevoli e perciò abbisognano di essere irruvidite con un trattamento superficiale di polveri asfaltiche, olio minerale e graniglia.

Desiderando una pavimentazione elastica assente da polvere, *afona* e *ruvida*, si può ricorrere al legno, utilizzando questo sotto forma di blocchetti o *tacchi* impregnati di olio di catrame affinchè non imputridiscano a contatto dell'umidità del suolo. I blocchetti di legno si pongono in opera secondo la disposizione a spina, su un sottofondo piano di calcestruzzo. A seconda dell'intensità del traffico si può usare un'essenza tenera, come il pino svedese, oppure un'essenza forte, come l'eucalipto marginata (vedi vol. I, pag. 92).

Pavimentazioni elastiche semipermanenti. — Queste pavimentazioni si formano con i macadam bituminosi o catramosi, applicati sopra massicciate già in uso, ma che risultino solide e resistenti. Il catrame o il bitume viene colato a caldo nel pietrisco, alla temperatura di 180°, e quindi cilindrato. La penetrazione del legante (da praticarsi nella stagione calda) è sempre preceduta da una preparazione del sottofondo che è costituito di pietrisco sciolto cilindrato a secco, cioè senza essere bagnato con acqua. La cilindratura s'inizierà sempre partendo dai fianchi della strada, in modo da serrare bene lo strato lapideo, ottenendo con la compressione la sagoma trasversale della strada che avrà una piccola monta corrispondente a circa 1/60 della corda. La colatura del legante riscaldato viene fatta gradualmente, utilizzando adatti *distributori a pressione*, in modo da ottenere una penetrazione perfetta dopo più riprese. Appena eseguito l'ultimo getto caldo del legante, si farà una distesa uniforme di graniglia per eliminare tutti i vuoti esistenti nel pietrisco cilindrato; quindi si continuerà la cilindratura del manto sino ad ottenere una pavimentazione compatta ed unita. Aprendo la strada al transito, dopo avvenuto l'indurimento del manto, potranno comparire alla superficie le irregolarità della pavimentazione: allora si dovrà provvedere subito ad eliminarle aggiungendo del legante e della graniglia di saturazione nelle parti depresse della pavimentazione. Utilizzando le emulsioni di bitume, la penetrazione di queste potrà eseguirsi anche a freddo. In ogni caso ai fianchi della pavimentazione dovranno collocarsi dei cordoli di pietra naturale od artificiale, affinchè siano eliminati gli scorrimenti laterali dello strato di pavimentazione sotto l'azione del carreggio.

Macadam protetto. — La pavimentazione in macadam protetto consiste in un solido macadam perfettamente chiuso a mezzo di accurata cilindratura, sul quale viene eseguita a più riprese la distesa di legante, onde ottenere una superficie liscia, scorrevole ed esente da polvere.

Prima di operare la distesa del legante la superficie della massicciata dovrà accuratamente raschiarsi con spazzoloni metallici. Poi si laverà con acqua sotto pressione, ed in ultimo si pulirà accuratamente con una scopatura a mano usando delle scope lunghe e flessibili. Impiegando il bitume o il catrame, la massicciata dovrà risultare perfettamente asciutta e pulita al momento della distesa del legante, per cui converrà eliminare la polvere della massicciata con apparecchi aspiratori. La distesa del legante a caldo viene fatta con apparecchi di distribuzione a pressione. Dopo questa operazione si fa subito l'insabbiamento con sufficiente quantità di graniglia, perchè assorba il legante e vi s'incorpori. Quindi si procede ad una leggera rullatura e poi si aprirà la strada al transito per favorire l'ulteriore intasamento della graniglia nel legante e per assicurare un buon incorporamento dei due materiali. Dopo la completa saturazione del legante si eseguirà una scopatura di tutta la graniglia superflua non assorbita. Si potrà infine rafforzare il manto con successivi trattamenti superficiali.

Pavimentazioni delle strade italiane. — La nostra nazione è povera di catrame e di bitumi naturali e non produce i bitumi che si ottengono dalla distillazione dei petroli. Invece essa è ricca di giacimenti di calcari bituminosi (Abruzzo, Lazio e Sicilia) dai quali si può ricavare la polvere asfaltica che viene disintegrata opportunamente attraverso una griglia avente le maglie di 1 2 cm. di lato. La graniglia rimasta sul setaccio viene impastata con una determinata quantità di olio minerale e quindi l'impasto viene impiegato per formare il manto protettore della massicciata stradale.

Se la massicciata di macadam è nuova, prima di fare la distesa del legante si dovrà cilindrare accuratamente per chiuderla bene e poi si dovrà pulire la superficie con acqua. Quando la massicciata sarà bene asciutta, si farà l'oleatura preventiva con adatti apparecchi a pressione che spargeranno uniformemente il quantitativo d'olio fissato (minimo l. 0,3/m²). Poi si stenderà subito la polvere d'asfalto disintegrata negli scomparti eguali delimitati da appositi regoli di legno, adoperando dei rastrelli a superficie unita. Per le applicazioni superficiali su massicciate in macadam ordinario, occorrono circa Kg. 12 ÷ 15/m² di polvere d'asfalto disintegrata, dei quali 1 Kg. circa è riservato per eseguire il sigillo

dei due scomparti contigui dopo l'operazione di rullatura. Le operazioni di oleatura e di stendimento della graniglia debbono compiersi nel minimo intervallo di tempo onde impedire la volatizzazione delle sostanze leggere dell'olio. Dopo la distesa della graniglia preventivamente oleata, sulla polvere di asfalto, si procederà ad una rullatura accurata e continuata sino ad ottenere una superficie di colore uniforme e di aspetto opaco. Terminata la cilindratura, si stenderà il sigillo della polvere accantonata, affinchè la superficie risulti unita e chiusa.

Si deve tenere presente che il trattamento con polvere d'asfalto richiede un sottofondo impermeabile all'umido. Sarà buona norma di evitare le infiltrazioni d'acqua distendendo nel sottofondo una miscela di olio di catrame e di polvere d'asfalto.

L'Azienda Autonoma Strade Statali (A.A.S.S.) in questi ultimi anni ha impiegato su vasta scala questo trattamento superficiale della massicciata stradale con polvere asfaltica.

Accessori stradali. - PARACARRI, PARAPETTI, PIETRE MILIARI, INDICATORI STRADALI, ECC. — Nelle strade esterne agli abitati la larghezza della carreggiata generalmente si delimita con dei *paracarri*. Questi sono dei piccoli blocchi di pietra posti ad intervalli eguali di m. 10 o di m. 20, lungo ciascuna linea di separazione della carreggiata con le banchine. Nelle risvolte brusche, nelle scarpe ripide ed in vicinanza dei corsi d'acqua, i paracarri si dispongono ad intervalli minori e precisamente ad una distanza che è sempre un sottomultiplo di quella normale.

Nelle strade di una certa importanza si provvede all'acqua per l'innaffiamento stradale facendo correre questa entro piccole cunette costruite fra la carreggiata e le banchine. La sezione delle cunette è generalmente ad arco di cerchio. L'acqua vi è trasportata da condotte o da canali attigui, ed affinchè essa non si riversi sulle banchine, il margine di queste si fa un po' rialzato.

Nei tratti di strada in cui occorra una difesa continua, si costruiscono i *parapetti* o le *barriere*. Si può costruire il parapetto in muratura quando la strada è sostenuta lateralmente da muro. In tal caso il parapetto avrà uno spessore di tre teste di mattone (cm. 38), sarà alto m. 1 e superiormente avrà un rivestimento di pietra naturale a profilo convesso. Si possono costruire pure le barriere di legname con ossatura formata da ritti squadrati, incastrati alla base in un legno trasversale, irrobustiti da saettone e collegati a metà e superiormente da traverse orizzontali. Il legname per la loro costruzione dev'essere di essenza forte; le parti da interrarsi dovranno iniettarsi di sostanze antisettiche, mentre le parti libere si spalmeranno di catrame o di vernice.

Nelle strade importanti, agli ordinari paracarri s'interpongono dei pilastrini più grossi, detti *pietre miliari*, sui quali sono incise le distanze chilometriche riferite ai centri abitati contigui. Nelle intersezioni di due o più vie occorrono gli *indicatori stradali*, che possono essere in pietra od in legno. Essi portano le iscrizioni e le frecce per indicare le località a cui conducono le varie strade.

Le strade di una certa larghezza, specialmente quelle in località a clima caldo, vengono talvolta alberate lungo i lati della carreggiata.

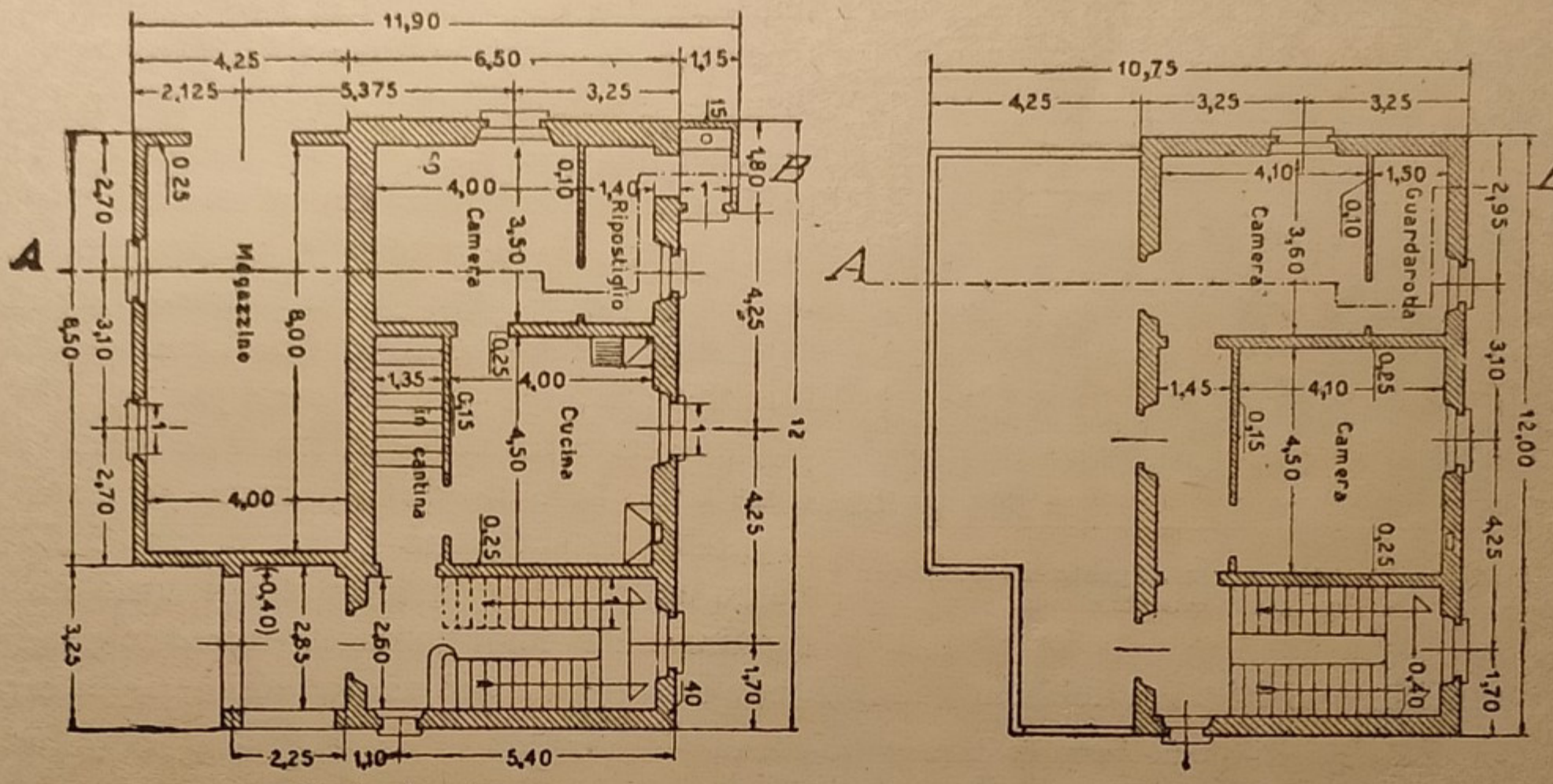
Sorveglianza e manutenzione delle strade ordinarie. - CASE CANTONIERE. — Le case cantoniere servono a dare alloggio alla famiglia del cantoniere o sorvegliante, a cui è affidato il compito di mantenere in efficienza un certo tratto di strada o *tronco*, e di far rispettare ai viandanti il regolamento stradale.

Per la manutenzione della strada, generalmente la provincia od il comune interessato concede in appalto la provvista del materiale per la manutenzione stradale. Invece gli ordinari lavori di manutenzione vengono eseguiti direttamente dall'Amministrazione provinciale o comunale, coll'opera di personale fisso o stipendiato, cioè di cantonieri, aiutati da personale avventizio durante i periodi di maggior lavoro. In tal modo l'Amministrazione risponde soltanto della buona esecuzione dei lavori, mentre l'appaltatore rappresenta un semplice fornitore di materiali e dei mezzi d'opera.

Il cantoniere stradale si obbliga a mantenere e sorvegliare un tronco di strada più o meno lungo, a seconda dell'intensità del traffico e della ubicazione della strada stessa. Il tronco di strada affidatogli risulta ben definito dalle indicazioni del chilometraggio. Al cantoniere poi si consegna un certo numero di utensili da lavoro per la manutenzione del tronco. Gli utensili da lavoro più indispensabili sono: la *zappa*, la *pala*, il *badile*, il *piccone*, la *mazzeranga*, il *rastrello*, la *scopa comune a fascio*, la *scopa a spazzola* e il *raspo*. Gli si consegna pure una certa provvista di pietrisco, di sabbia, di bitume e di catrame ed i mezzi di trasporto di detto materiale per poterlo impiegare lungo il tronco stradale che deve mantenere e sorvegliare.

Il lavoro del cantoniere varia col tempo e con le stagioni. Ogni mattina, di regola, egli dovrà percorrere il proprio tronco per vedere se occorra fare qualche urgente riparazione, come per esempio dei *raddobbi* parziali alla soprastruttura, di sgombrare la neve o le foglie cadute, di spurgare qualche tratto di fosso, ecc. Le operazioni meno urgenti saranno quelle inerenti alla manutenzione delle banchine, delle scarpe, al taglio delle erbe lungo le scarpate ed i fossi. Infine

dovrà sorvegliare la buona conservazione dei cartelli indicatori e dovrà conoscere e fare rispettare dai viandanti il regolamento di polizia stradale, dimo-



Pianta piano-terra. Pianta primo piano.

Fig. 54 *a*. — ***Casa cantoniera per strada ordinaria:*** **piante del piano-terra e del primo piano.**

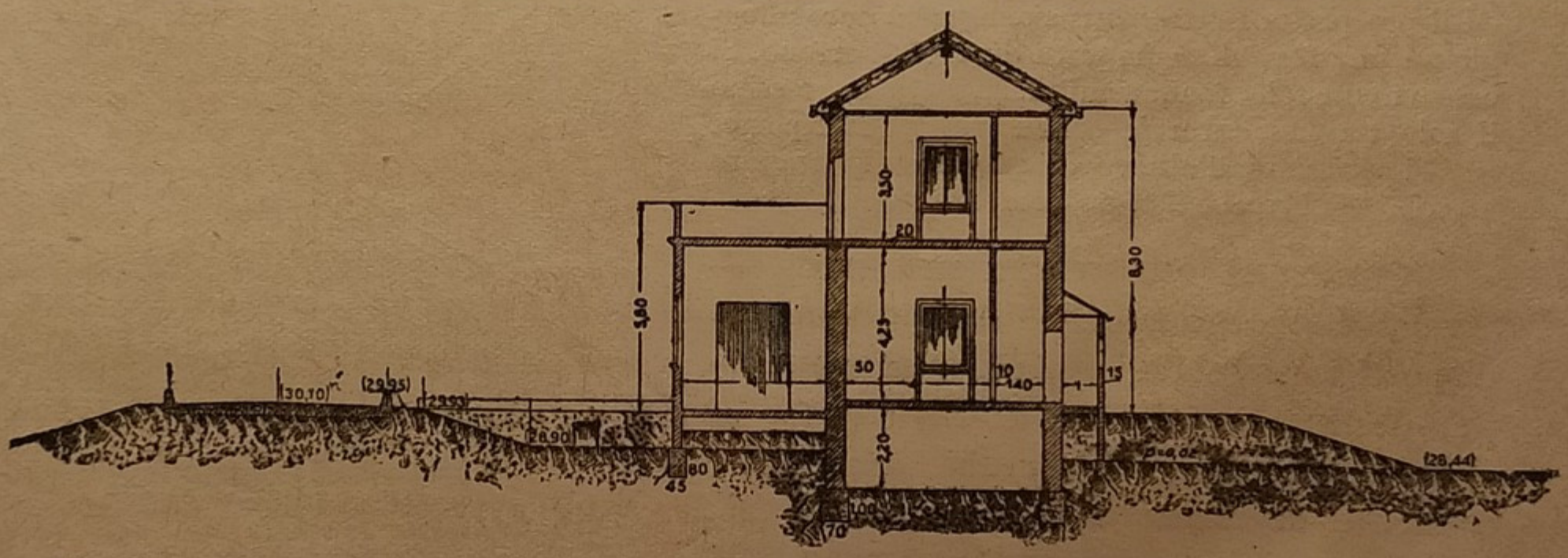


Fig. 54 *b*. — ***Casa cantoniera per strada ordinaria:*** **sezione trasversale *A-B* dell'abitazione e della strada ordinaria con le quote riferite al livello del mare medio (1 m = mm. 3,4).**

strandosi sempre giusto ed imparziale nell'applicare le contravvenzioni ai trasgressori del regolamento.

Per la costruzione di una casa cantoniera si dovrà anzitutto scegliere la posizione adatta da cui si possa agevolmente sorvegliare un buon tratto di

strada. Il terreno di fondazione dovrà risultare asciutto, scevro di materie putrescibili ed essere lontano dai luoghi malsani. La casa cantoniera dovrà essere riparata dai venti dominanti della regione, mentre dovrà risultare esposta ai raggi benefici del sole. Per le sue fondazioni si utilizzerà il calcestruzzo di cemento, mentre per i muri di elevazione si utilizzeranno le buone pietre di cava od i mattoni giustamente cotti, legati da malta di calce idraulica. Lo spessore dei muri perimetrali al piano terra sarà di quattro teste di mattone (cm. 50). Il piano terreno si terrà sopraelevato sul piano di campagna di almeno cm. 40. Per tutte le altre norme da seguire nella costruzione si terranno presenti i requisiti a cui debbono soddisfare le comuni abitazioni economiche isolate.

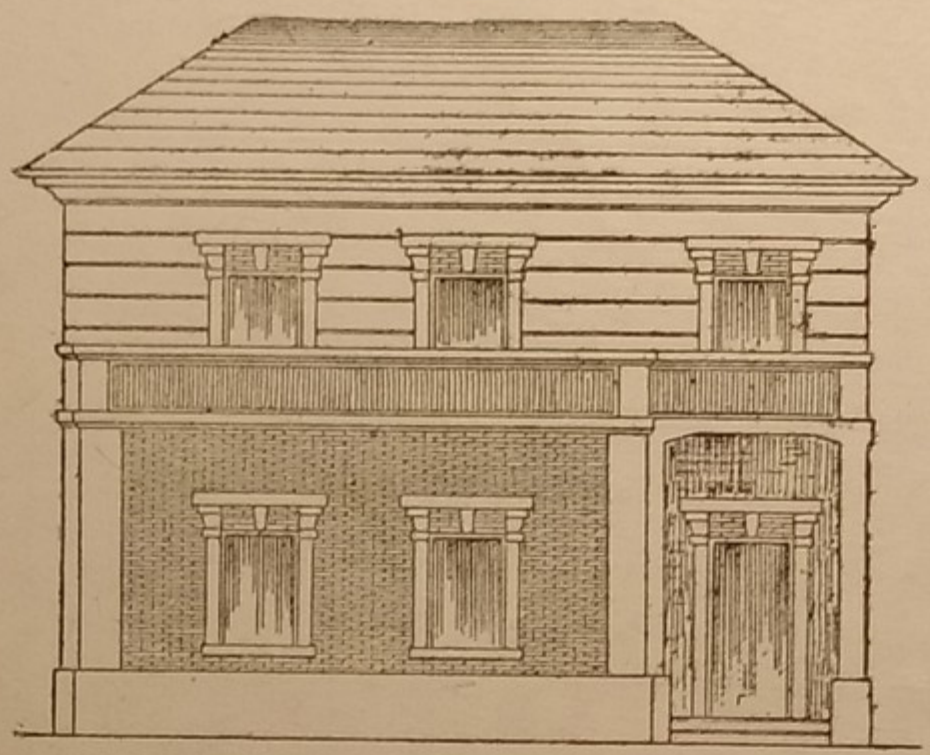


Fig. 54 *c*. — *Casa cantoniera per strada ordinaria:* prospetto verso la strada.

Esempio. - Come esempio di progetto di una casa cantoniera per strada ordinaria, vedansi le figg. 54 *a, b, c,* che rappresentano le piante del piano terra e del primo piano, la sezione trasversale ed il prospetto. Detta costruzione potrà dare alloggio ad una famiglia composta di 3 ÷ 4 persone. Si osservi come le fondazioni della casa interessino il solo terreno naturale e non quello di riporto.

Lasciamo all'allievo di eseguire il computo metrico dei lavori e il costo complessivo dell'opera.

CUBATURA DEI MUCCHI DI GHIAIA. — Lungo i margini delle strade vengono disposti i mucchi di ghiaia o di pietrisco per destinarli ai lavori di raddobbi e di ricarichi stradali. Tali mucchi hanno generalmente la forma delle figure 55-*a* e *b*. Il volume del solido rappresentato dalla figura 55-*a* sarà dato da:

$$V = \frac{a \times h}{2} \cdot \frac{c + 2\,b}{3} = \frac{a \times h\,(c + 2\,b)}{6}.$$

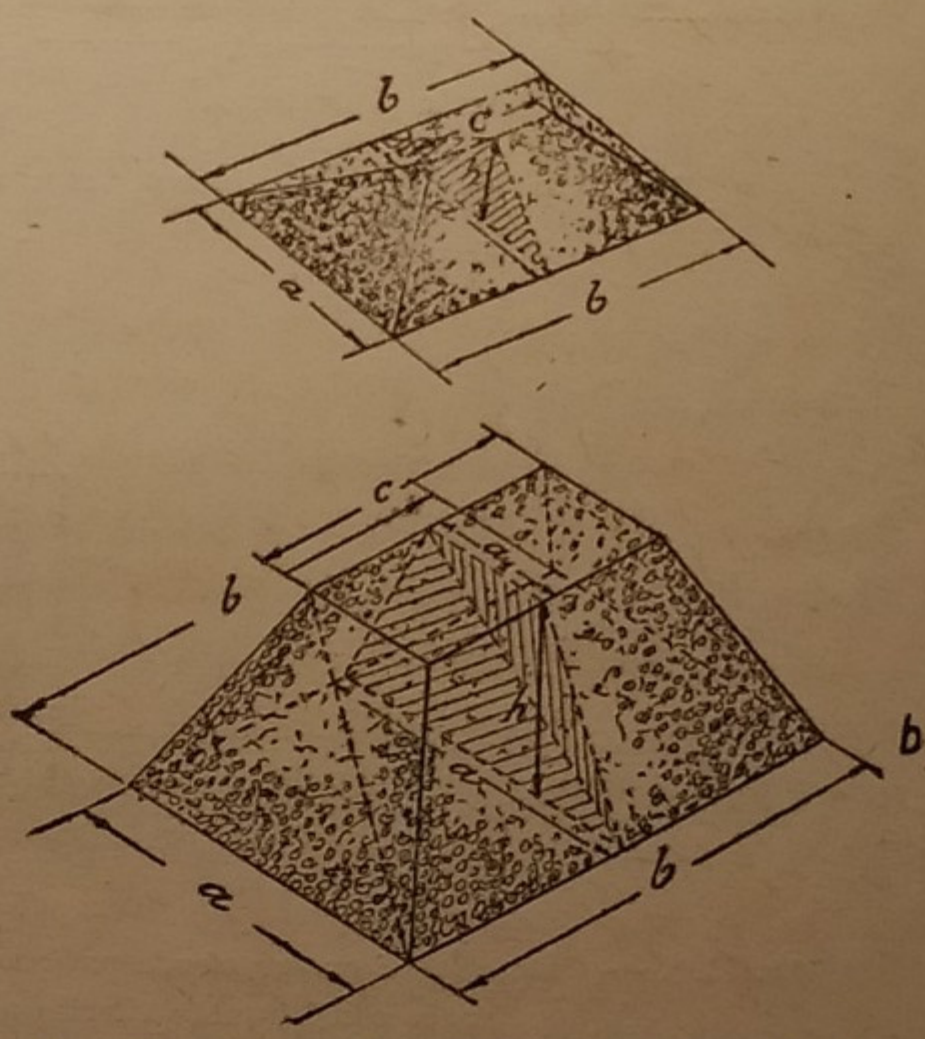


Fig. 55 *a, b*. — Assonometrie dei mucchi di ghiaia con l'indicazione degli elementi per determinare la loro cubatura.

Nel caso invece della figura 55-*b*, il volume sarà espresso da:

$$V = \frac{a \times h}{2}\left(\frac{c + 2\,b}{3}\right) + \frac{a_1 \times h}{2}\left(\frac{b + 2\,c}{3}\right), \qquad (1)$$

cioè sarà la somma dei volumi di due tronchi di prisma di cui si compone il solido stesso.

La formula (1) può scriversi anche così:

$$V = \frac{h}{6} \{a\,(c + 2\,b) + a_1\,(b + 2\,c)\}\,.$$

c) **Conformazione del corpo stradale ferroviario.** - SOVRASTRUTTURA DI UNA STRADA FERRATA. — Abbiamo già detto che la soprastruttura di una strada ferrata è costituita dalla *massicciata* e dall'*armamento di rotaie* collegate alle traversine.

La massicciata, essendo alquanto elastica, ripartisce uniformemente sulla piattaforma stradale le pressioni esercitate dal passaggio dei treni sulle traverse, impedendo nel contempo che queste abbiano a conficcarsi nella piattaforma stradale. Inoltre essa filtra le acque piovane facendole defluire nei fossetti laterali di scolo.

Risulta costituita da un buon pietrisco di cava ad elementi uniformi non maggiori di cm. 6, oppure di ghiaia di fiume (per linee secondarie) e l'altezza della massicciata è generalmente di cm. 60. Le traverse possono essere di legno *rovere*, di *cerro*, di *faggio*, di *pino*; sono iniettate di creosoto, di catrame, ecc., che le preservano dalla putrefazione. Possono talvolta essere metalliche; quelle di cemento armato, avendo dato risultati poco buoni, sono state completamente abbandonate. Le rotaie sono di acciaio ed hanno una sezione appositamente sagomata (vedi fig. 56) in cui si distingue il *fungo* che è la parte su cui appoggia e rotola la

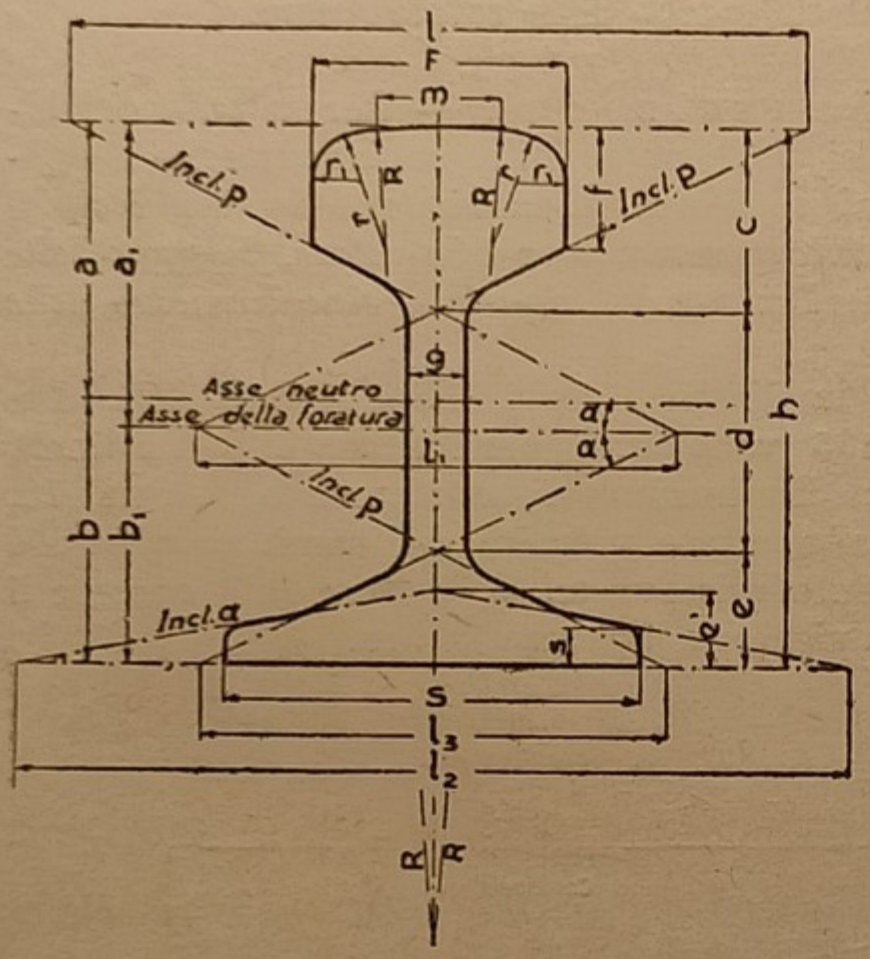


Fig. 56. — Sezione di una rotaia con l'indicazione di tutti gli elementi che ne definiscono la sua sagoma, a seconda del *tipo dell'armamento:*

h = altezza totale rotaia in *mm.*; F = larghezza del fungo in *mm.*; S = larghezza della suola in *mm.*; f = altezza del fungo in *mm.*; g = spessore minimo del gambo in *mm.*; s = spessore minimo suola in *mm.*; α = semiangolo piani steccatura in *gradi, primi* e *secondi*; p = pendenza piani steccatura in *per cento*; q = inclinazione estremità suola in *per cento*; m = sviluppo in *mm*; R, r, r_1 = raggi in *mm.*; l, l_1, l_2, l_3 = larghezze in *mm.*; a, b = posizione dell'asse neutro in *mm.*; a_1, b_1 = posizione delle forature in *mm.*; c, d, e, e_1 = altezze in *mm.*

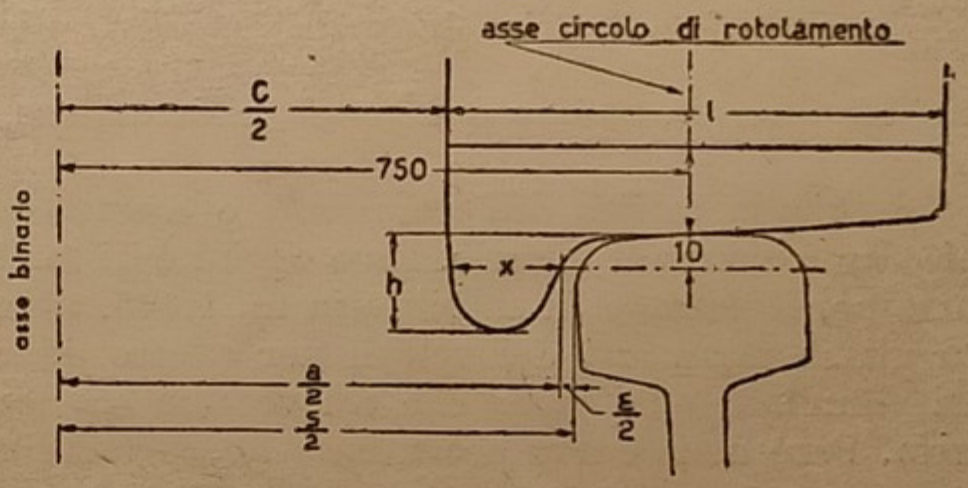


Fig. 57. — Appoggio della ruota sul fungo della rotaia (*rodiggio*).

$\frac{S}{2}$ = metà scartamento del binario (ferrovie italiane $S = m\ 1{,}435$);

$\frac{C}{2}$ = distanza fra l'interno della ruota e l'asse del binario ($c = m\ 1{,}362$);

l = larghezza ruota ($l = 140$-).

h = altezza bordino ($h = 28$-).

ruota del veicolo (vedi fig. 57), la *suola* che fa appoggiare la rotaia sulle traverse e il *gambo* che unisce il fungo alla suola. Le rotaie possono avere una lunghezza di m. 6, 9, 12, 18 e 36. Hanno sezioni prestabilite a seconda dell'importanza della linea e cioè se questa è pianeggiante, oppure se comprende curve di grande raggio, linee con pendenze superiori ad un certo limite, se vi predominano gallerie, ecc.

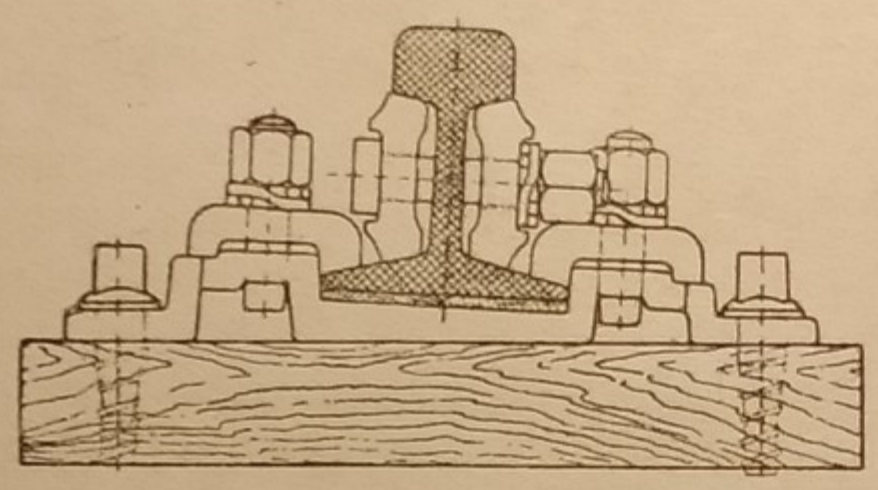


Fig. 58.

Tipo di posa per modello armamento $A \cdot 46^{a} \left| \frac{36}{60} \right| 7$.

A = armamento; 46^{a} = peso, in Kg (Kg 46,3), di un metro lineare di rotaia; 36/60 = lunghezza rotaia (m. 36) e numero appoggi (N. 60); 7 = tipo di posa.

Le rotaie sono fissate alle traverse direttamente, o più frequentemente con l'interposizione di piastre, piastroni e cuscinetti, a mezzo di speciali *caviglie* a vite mordente o *arpioni* (vedi fig. 58). Le rotaie sono fissate fra di loro a mezzo di due *ganasce* o stecche per ogni giunto, chiuse da quattro o più *chiavarde* o bulloni che attraversano il gambo delle rotaie stesse.

Posa del binario. — Per la posa del binario si debbono eseguire ordinatamente le operazioni seguenti: *formazione della massicciata, posa delle traverse, posa delle rotaie, fissaggio delle rotaie alle traverse, unione delle rotaie, allineamento, livellazione del binario e rincalzamento delle traverse.*

Si chiama *calibro dell'armamento* o *scartamento* la distanza fra i lembi interni delle due rotaie che formano il binario. Esso oggidì è di m. 1,435 (vedi fig. 2) per i binari in piena linea, mentre per il passato fu stabilito in m. 1,445. Questa diminuzione di scartamento, in mm. 10, evita gli sbandamenti dei veicoli per effetto delle aumentate velocità dei treni, perchè si è quasi annullato quel gioco che col vecchio scartamento esisteva tra il bordino delle ruote e il binario. Però nelle curve accentuate lo scartamento viene un po' aumentato.

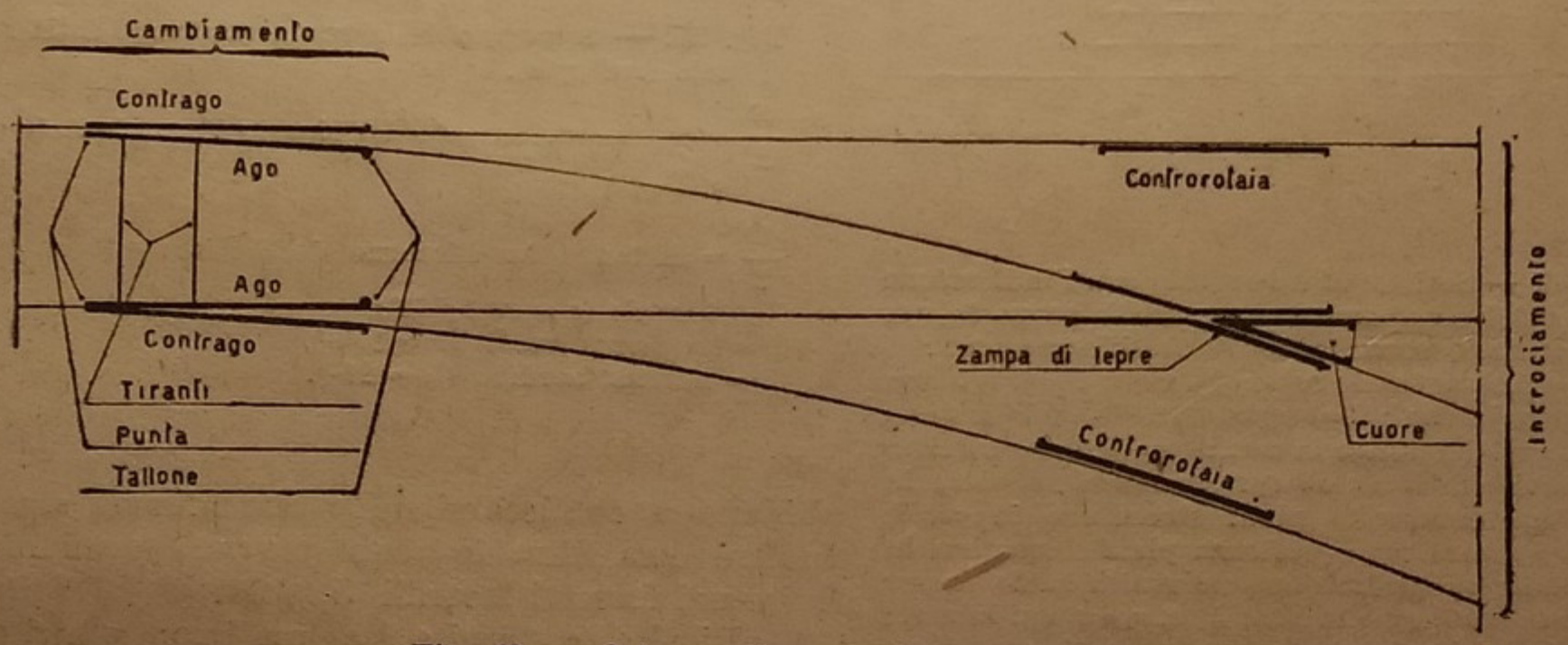


Fig. 59. — Schema di un deviatoio semplice.

Scambi. — Gli *scambi* o *deviatoi* sono apparecchi destinati a permettere il passaggio del materiale mobile da un binario ad altri binari.

Si hanno i deviatoi *semplici, doppi, tripli,* i tipi *inglesi,* ecc.

Nel deviatoio semplice (vedi fig. 59) si distinguono il *cambiamento* e l'*incrociamento*. Il cambiamento è la parte dell'apparecchio destinata a far mutare la via al materiale mobile, ed è costituito essenzialmente da due rotaie assottigliate ad una delle estremità (cioè da due

aghi) in modo da nascondere la punta sotto il fungo delle rotaie contigue (*controaghi*). Gli aghi, collegati fra di loro da tiranti, costituiscono un'intelaiatura che si interpone fra i due controaghi. Per mezzo di una leva di manovra a mano o di un congegno manovrato da una cabina centrale, detta intelaiatura si sposterà, a guisa di un quadrilatero articolato, in modo che ciascun ago girerà attorno all'estremità opposta, chiamata *tallone*, sino a che uno dei due aghi si porti a contatto del rispettivo controago.

I deviatoi semplici si dicono *destri* o *sinistri* secondochè la loro deviazione volge a destra o a sinistra rispetto a chi guarda dalla punta verso il tallone degli aghi; e *simmetrici* quando i due binari, che si diramano dal deviatoio, formano lo stesso angolo di deviazione rispetto al binario primitivo.

L'incrociamento si ha nel punto dove s'intersecano le due file di rotaie che formano il proseguimento degli aghi. Esso dà luogo ad un angolo i cui lati debbono essere percorsi ambedue dai veicoli; per cui è necessario che le rotaie incrociantisi, lascino un intervallo per il libero pas-

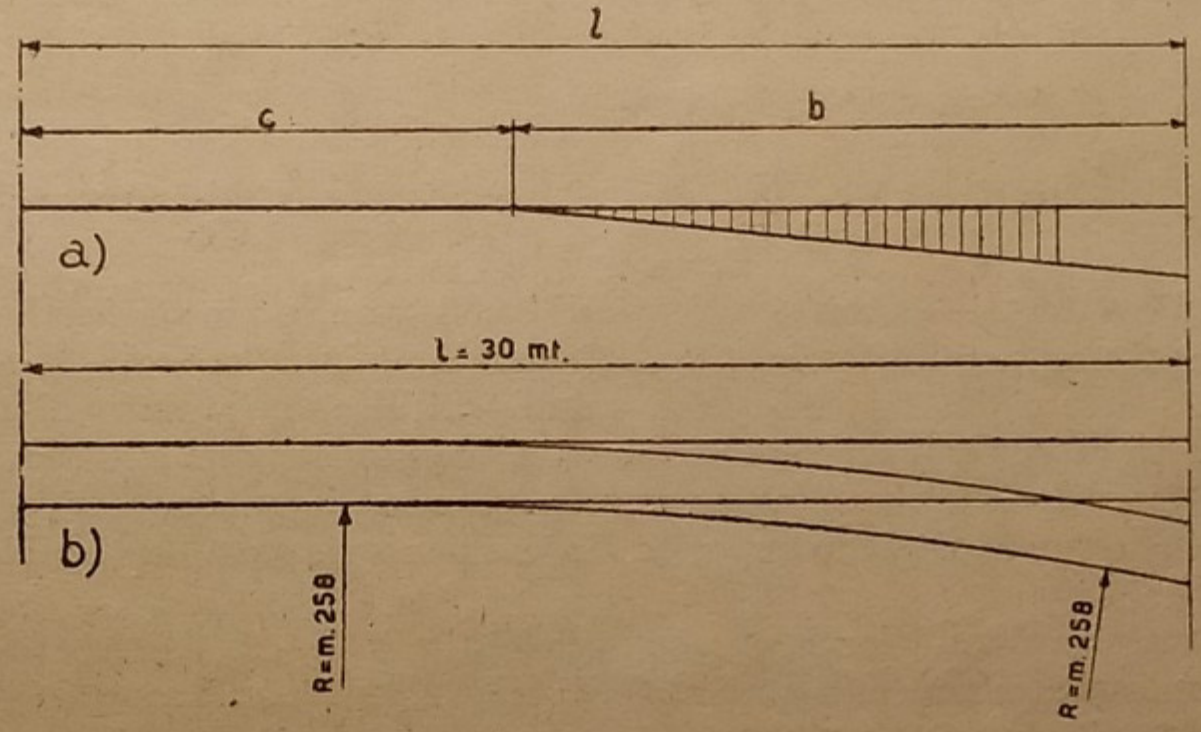


Fig. 60 *a*, *b*.

saggio degli orli delle ruote. Si consegue questo ripiegando le rotaie nel punto preciso dove la distanza dei loro funghi è di cm. 4. Da quel punto ciascuna rotaia ripiegata si mantiene parallela al lato contiguo della punta, formando le rotaie piegate a gomito, chiamate *zampe di lepre*. L'insieme delle rotaie piegate a gomito e della punta costituisce ciò che si chiama *cuore del deviatoio*. La *punta materiale* del cuore, per esigenze costruttive, non coincide con la *punta matematica* formata dal prolungamento dei lati dell'angolo d'intersezione; come pure il punto di ripiegatura delle rotaie piegate a gomito rimane distante da detta punta materiale. L'intervallo fra il punto di ripiegatura delle rotaie e la punta materiale del cuore chiamasi *intervallo nocivo*. Esso è tanto più lungo quanto più acuto è l'angolo d'intersezione. Quando i cerchioni delle ruote passano in detto intervallo, appoggiano sulla rotaia piegata a gomito per abbandonarla poi al momento in cui cominciano ad appoggiarsi sulla punta del cuore. Poichè è assolutamente necessario che durante questo passaggio gli orli del cerchione impegnino la punta del cuore dal lato del binario verso cui sono diretti i veicoli, occorrerà collocare lungo le rotaie, che si trovano ai due lati del cuore, *due controrotaie* (una per ogni rotaia) le quali, tenendo in guida il cerchione di una delle ruote dello stesso asse, costringono il cerchione dell'altra ruota ad avviarsi e transitare per l'intervallo corrispondente, senza urtare la punta del cuore. L'angolo secondo il quale s'intersecano le due file di rotaie, formanti il proseguimento degli aghi, viene individuato a mezzo del valore della sua tangente trigonometrica. Le tangenti trigonometriche più comuni lungo le linee di corsa sono 0,10 e qualche volta 0,12, e cioè nel *deviatoio tang.* 0,10 e *tang.* 0,12, l'apertura dell'angolo al cuore è tale che misurando la lunghezza di

un metro dal vertice sopra un lato ed elevando la perpendicolare al medesimo sino all'incontro dell'altro lato, la parte intercetta di tale perpendicolare è di m. 0,10 e di m. 0,12. Per i binari secondari (nelle stazioni) si utilizza il *deviatoio tang.* 0,15 ed eccezionalmente il *deviatoio tang.* 0,18. Per esempio il tipo adottato dalle FF. SS. per *armamento 36 Kg. per metro, tg.* $\alpha = 0{,}10$ (vedi schema fig. 60 *a*) presenta le seguenti caratteristiche:

Lunghezza complessiva l (vedi fig. 60 *b*) (dalla giunzione che precede gli aghi a quella che sussegue al cuore: l = m. 30;

lunghezza degli aghi: m. 5,350;

lunghezza del rettifilo che precede la punta del cuore:

posa destra o sinistra: m. 1,020,
posa simmetrica: m. 1,004;

raggio della curva di deviazione a destra od a sinistra: R = m. 258.

Cenno sugli impianti edilizi annessi alle strade ferrate.

a) CASE CANTONIERE. — Queste abitazioni consistono in piccoli fabbricati costituiti generalmente di due piani, per dare alloggio alle famiglie dei *cantonieri* o guardiani della linea ferroviaria. Possono essere del *tipo semplice*, quando risultano formate di un solo ambiente ricavato al piano terra in cui trovasi anche la scala d'accesso al piano superiore, che a sua volta è composto di due locali. Sono invece del *tipo doppio*, quando presentano due locali al piano-terra, separati dalla scala che porta al piano superiore in cui sono ricavati due ambienti, uno per ciascuna famiglia.

Per un solo locale sarà sufficiente una superficie di m² 6 ÷ 9. Per le case cantoniere semplici occorrerà complessivamente una superficie di m² 20 ÷ 30, mentre per quelle doppie sarà sufficiente una superficie di m² 40 ÷ 60.

Ogni casa cantoniera dovrà provvedersi di acqua potabile, di latrina e di un piccolo appezzamento di terreno coltivabile ad orto (circa m² 500). La distanza della soglia dell'abitazione dalla rotaia più vicina sarà almeno di m. 5.

Le case cantoniere si erigono lungo la linea ferroviaria a distanze eguali, generalmente di m. 1000 ÷ 1500, e sempre in relazione alle necessità derivanti dai *passaggi a livello* e quindi dalla manovra delle rispettive barriere.

Esempio. — Come esempio di *casa cantoniera* moderna del tipo *semplice*, si vedano le figure 61 *a, b, c, d*, che rappresentano le piante del piano terra e del primo piano, la sezione trasversale ed il prospetto. Lasciamo all'allievo di svolgere il computo metrico dei lavori della costruzione e di trovare il costo complessivo dell'opera. Per i prezzi unitari dei diversi lavori si tenga presente l'elenco riportato nel vol. I, parte 1ª.

b) FABBRICATI VIAGGIATORI. — L'importanza del fabbricato viaggiatori dipende da quello della stazione cui deve servire. Nelle semplici fermate, prive di scambi, il fabbricato non differirà essenzialmente da una casa cantoniera di tipo grande.

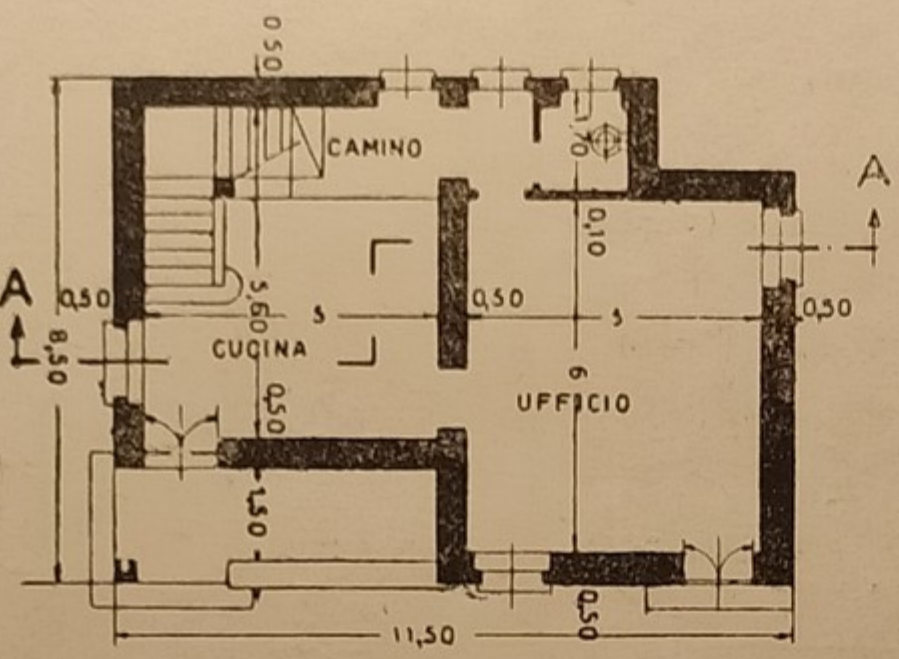
Abbiamo già parlato (vedi vol. II, parte 1ª, pag. 75) delle stazioni di media importanza e perciò qui riporteremo soltanto un esempio di pianta di una stazione ferroviaria importante (vedi figg. 62 *a, b, c, d*) con le indicazioni dei nomi dei varî ambienti che sono indispensabili all'esercizio quotidiano di una linea ferroviaria di grande traffico.

I marciapiedi d'accesso al binario hanno l'altezza di cm. 25 sul piano del ferro (vedi fig. 63). La distanza fra il marciapiede e la prima rotaia del binario attiguo è di cm. 80; la larghezza

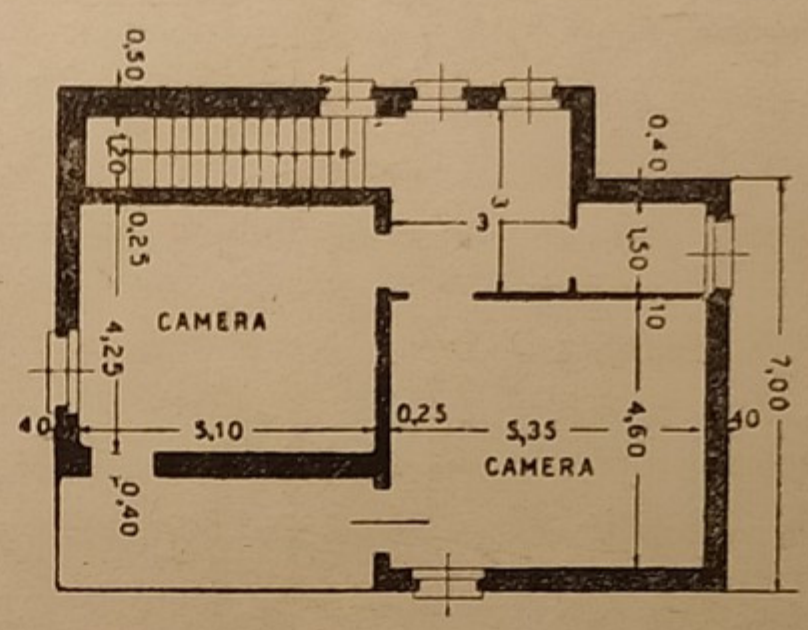
dei marciapiedi, compresi fra due binari, è almeno di m. 2 nelle piccole stazioni e di m. 3 in quelle di una certa importanza.

Per i marciapiedi posti tra il binario ed il fabbricato viaggiatori, la larghezza è almeno di m. 4 nelle piccole stazioni, e di m. 5 nelle altre.

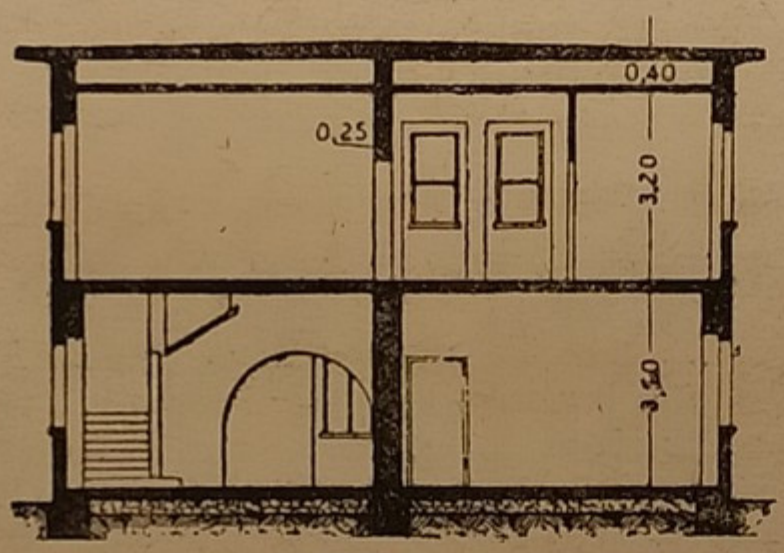
Per gli altri particolari della costruzione dei marciapiedi si osservi la fig. 63.



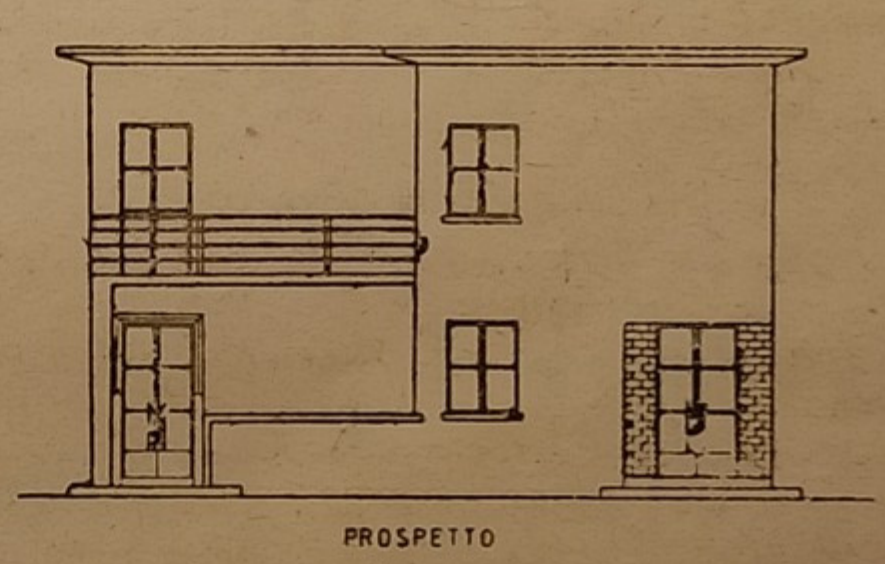
a) Pianta piano terra



b) Pianta primo piano.



c



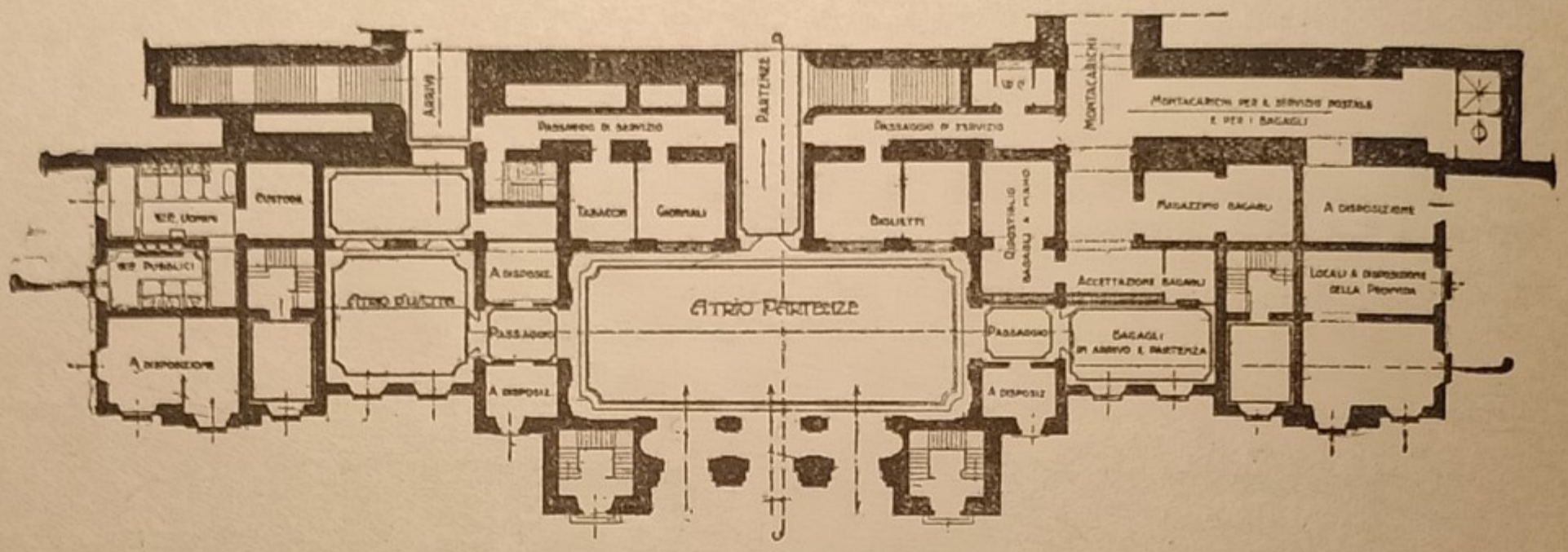
d

Fig. 61. — *Casa cantoniera* di tipo *semplice*.

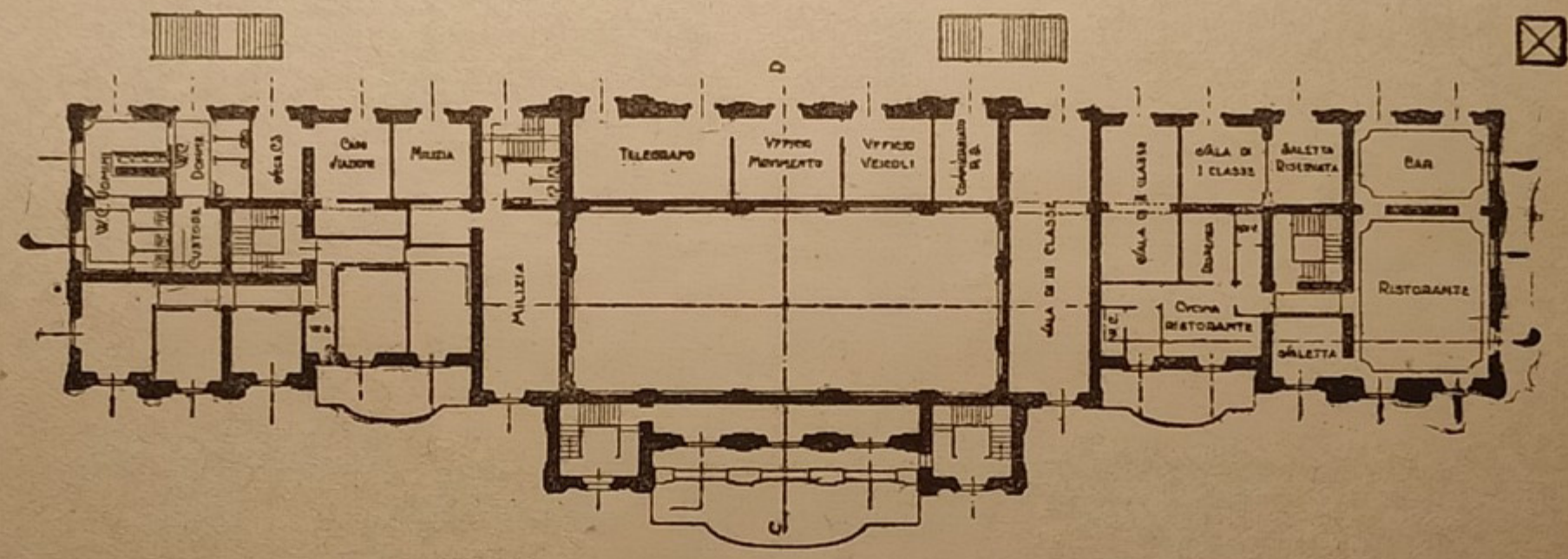
c) Magazzino-Provvida. — Nelle stazioni di una certa importanza, generalmente si costruisce un magazzino per il dispaccio, a prezzo modico, dei generi alimentari per le famiglie degli impiegati statali. Una tale costruzione si eseguisce preferibilmente in cemento armato.

Riportiamo qui un esempio (vedi figg. 64 *a*, *b*, *c*) in pianta, sezione longitudinale e sezione trasversale, nonchè i calcoli di verifica della stabilità delle diverse strutture in cemento armato di cui si compone una tale costruzione.

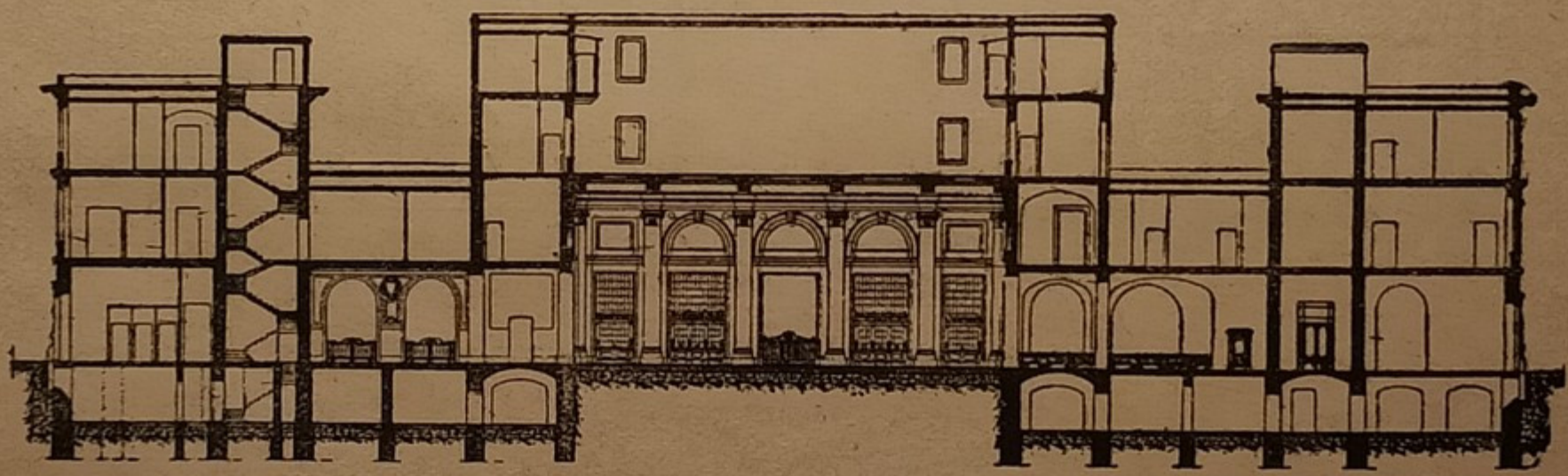
1°) *Verifica del solaio di copertura.* — Il solaio di copertura è formato di laterizi cavi di cm. 16 di altezza e di soletta in calcestruzzo di soli cm. 3 di spessore (vedi fig. 65), trattandosi di una semplice copertura che dovrà essere capace di sopportare un sovraccarico di chilogrammi 120/m², dovuto alla pressione della neve e del vento. Per assicurare l'impermeabilità della copertura alle acque piovane, disporremo sopra di essa uno strato di asfalto spesso cm. 2.



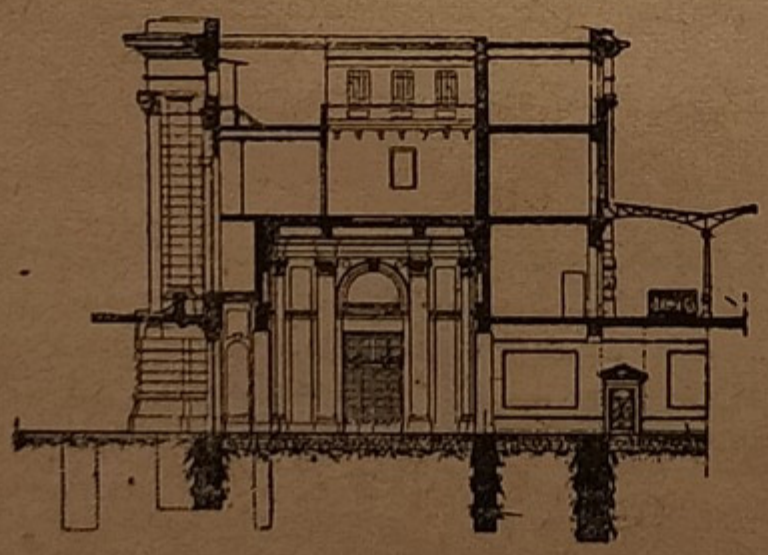
a) Pianta in corrispondenza del piazzale esterno della stazione.



b) Pianta in corrispondenza del piazzale interno (binari) della stazione.

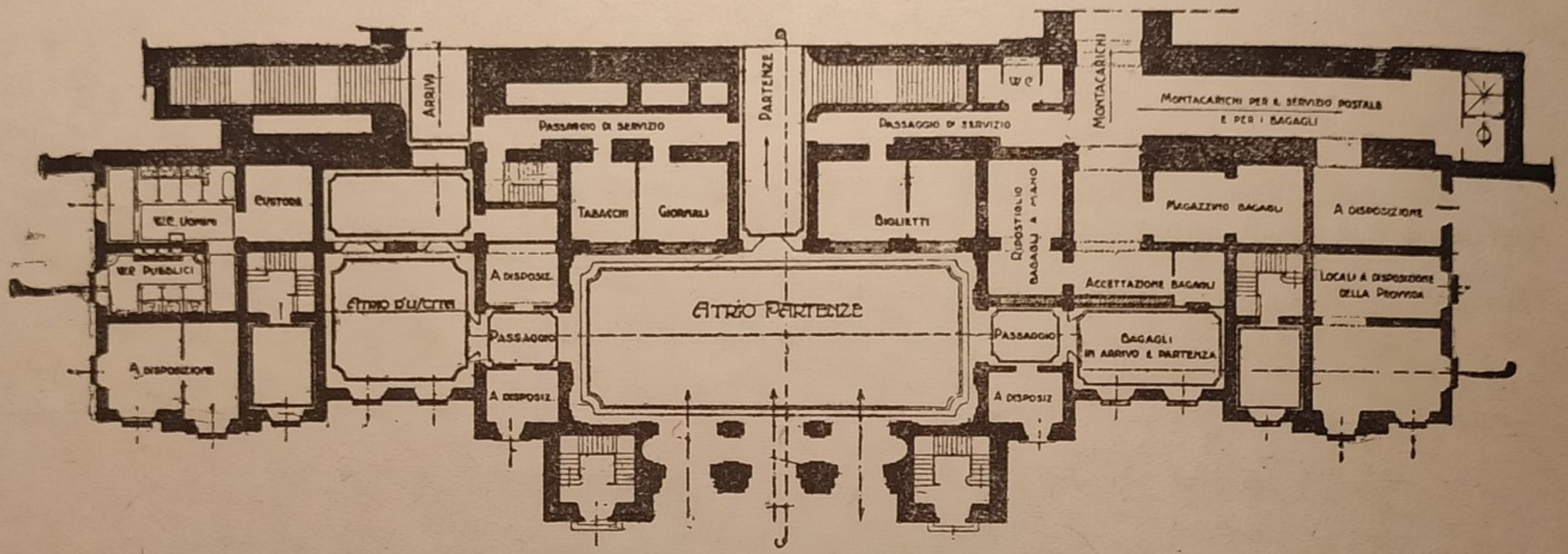


c) Sezione longitudinale A-B.

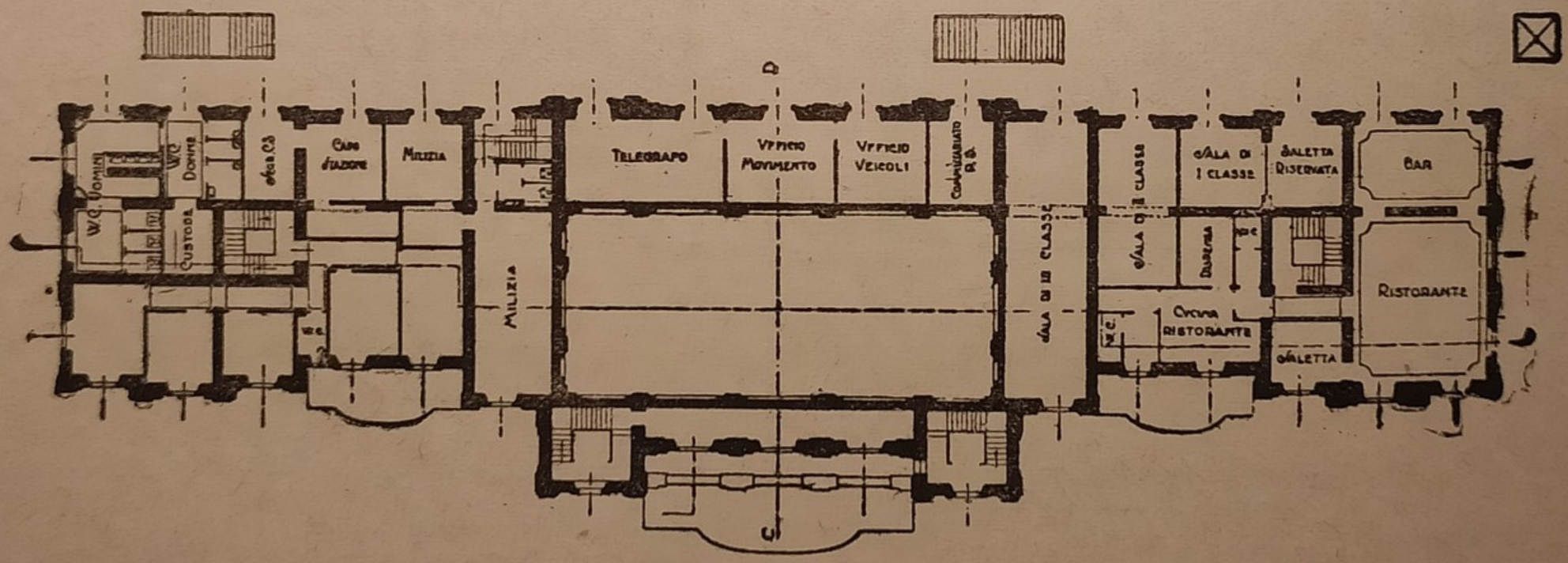


d) Sezione trasversale C-D.

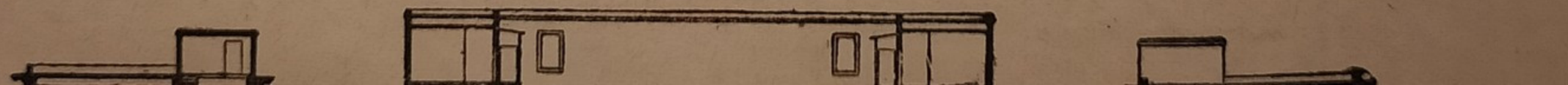
Fig. 62 *a*, *b*, *c*, *d*.

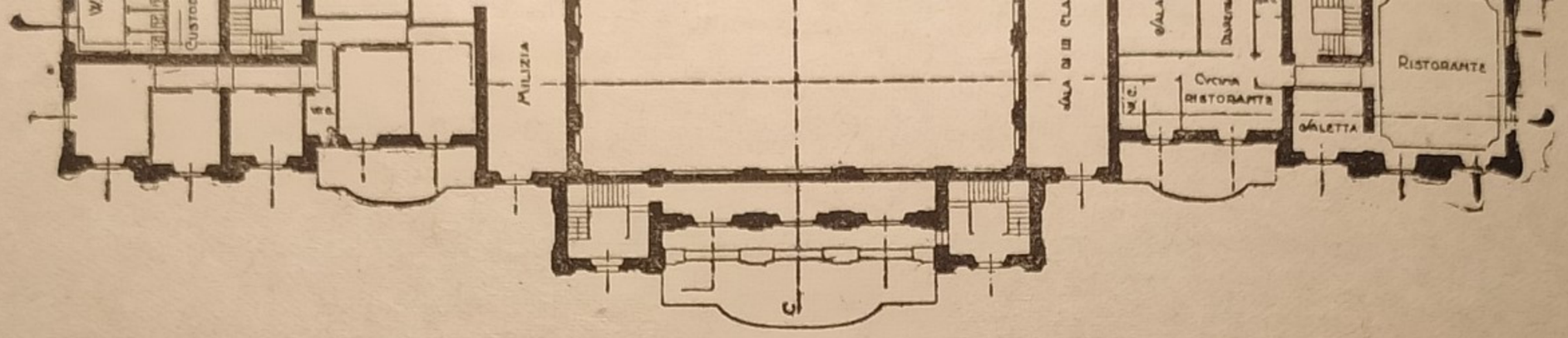


a) Pianta in corrispondenza del piazzale esterno della stazione.

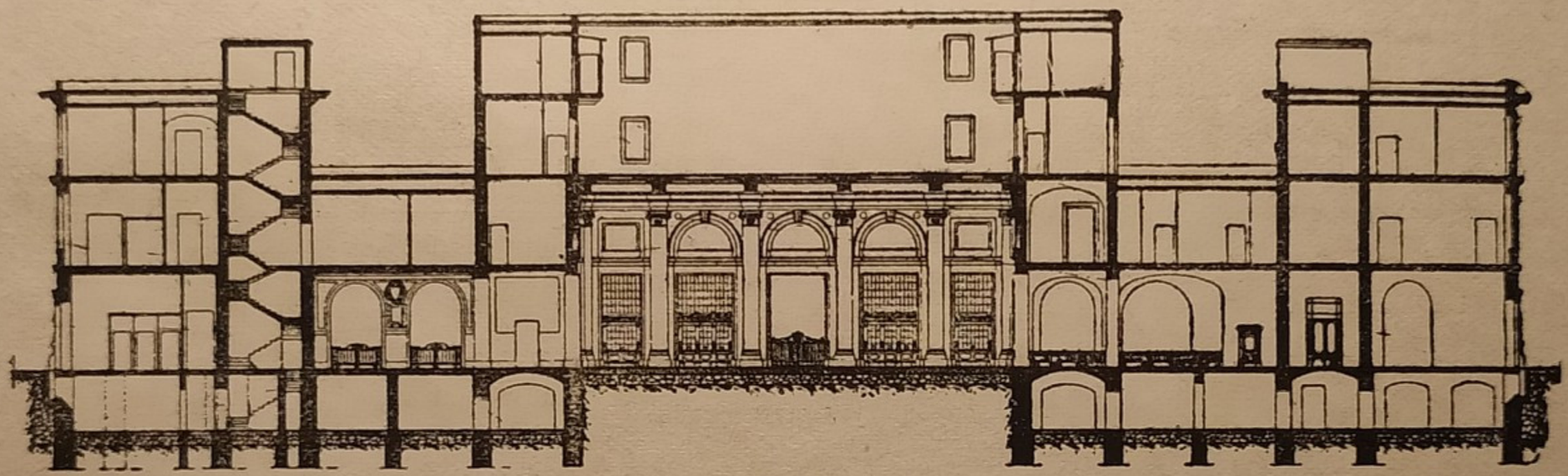


b) Pianta in corrispondenza del piazzale interno (binari) della stazione.

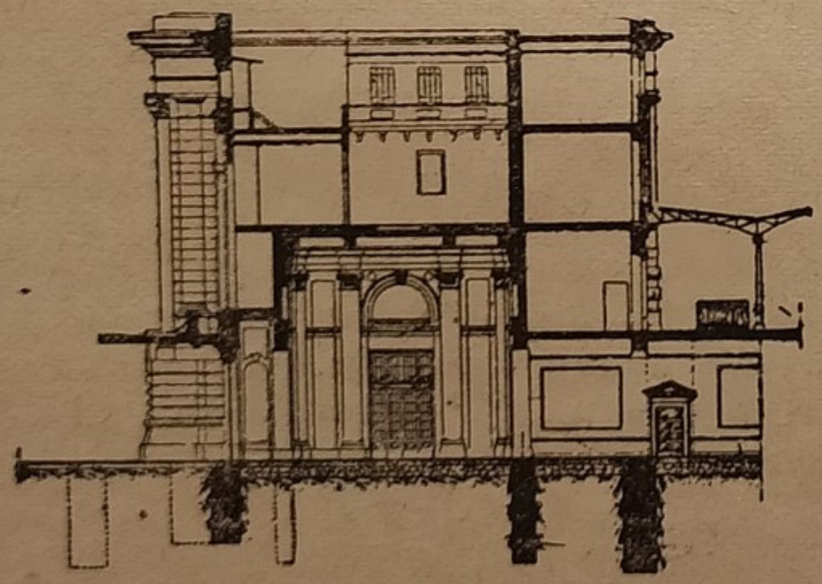




b) Pianta in corrispondenza del piazzale interno (binari) della stazione.



c) Sezione longitudinale A-B.



d) Sezione trasversale C-D.

Fig. 62 *a*, *b*, *c*, *d*.

Data la continuità del solaio, si può fare affidamento su una riduzione di 2/3 del momento flettente d'incastro in mezzeria, cioè si assumerà in mezzeria i 2/3 del momento massimo corrispondente alla trave semplicemente appoggiata agli estremi: $2/3 \frac{Ql.}{8} = \frac{Ql.}{12}$.

La sezione di appoggio si calcolerà come perfettamente incastrata, cioè per essa si assumerà il momento flettente massimo $-\frac{Ql.}{12}$.

La luce libera della trave dovrà essere aumentata del 5 %.

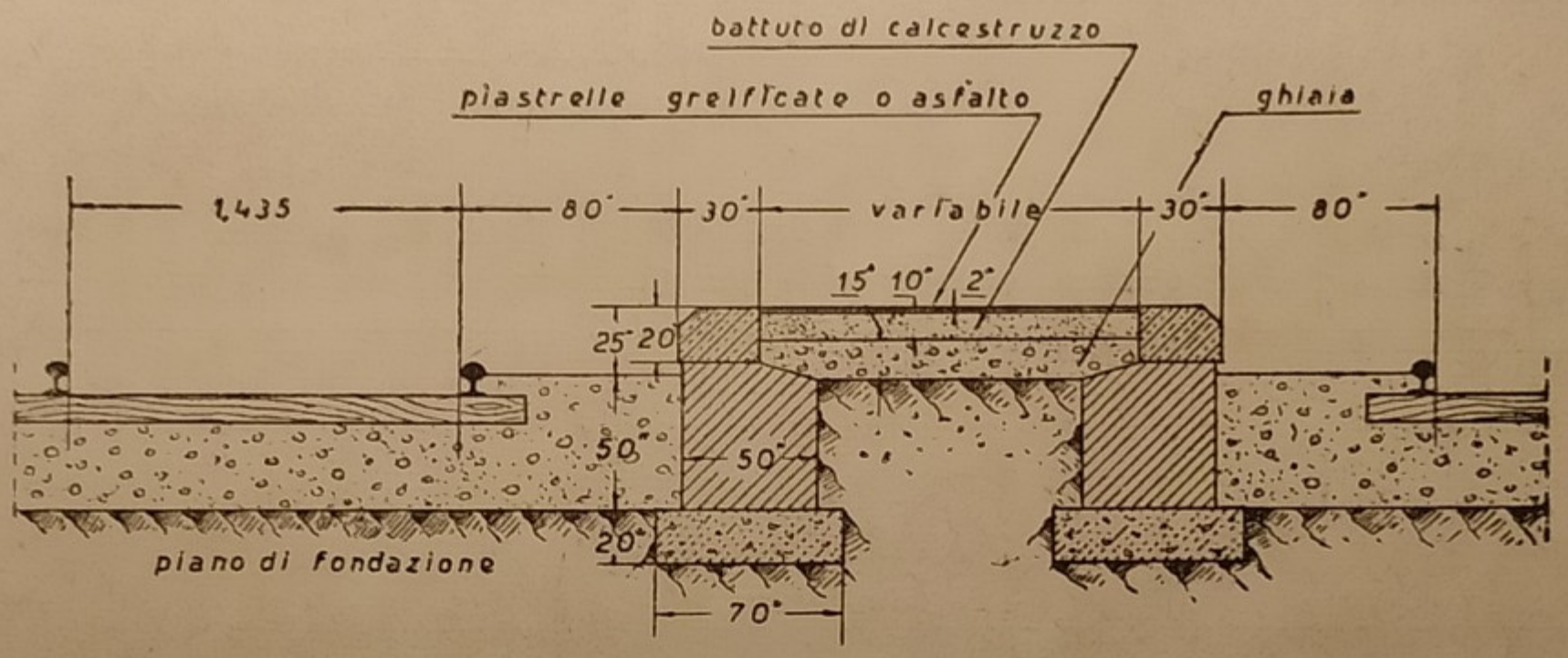


Fig. 63. — Sezione di un marciapiede di stazione ferroviaria, compreso fra due binari.

Analisi del carico a m² di solaio:

solettina: 0,03 × 2400	=	Kg. 72
travetti: 3 × 0,10 × 0,16 × 2400	=	» 115
n. 3 mattoni forati alti cm. 16	=	» 70
asfalto: 0,02 × 1800	=	» 36
		Kg. 293
sovraccarico dovuto alla neve ed al vento		» 120
Peso proprio per m² di solaio		Kg. 413

Carico a m. l. di nervatura (interasse cm. 31 - vedi fig. 65):

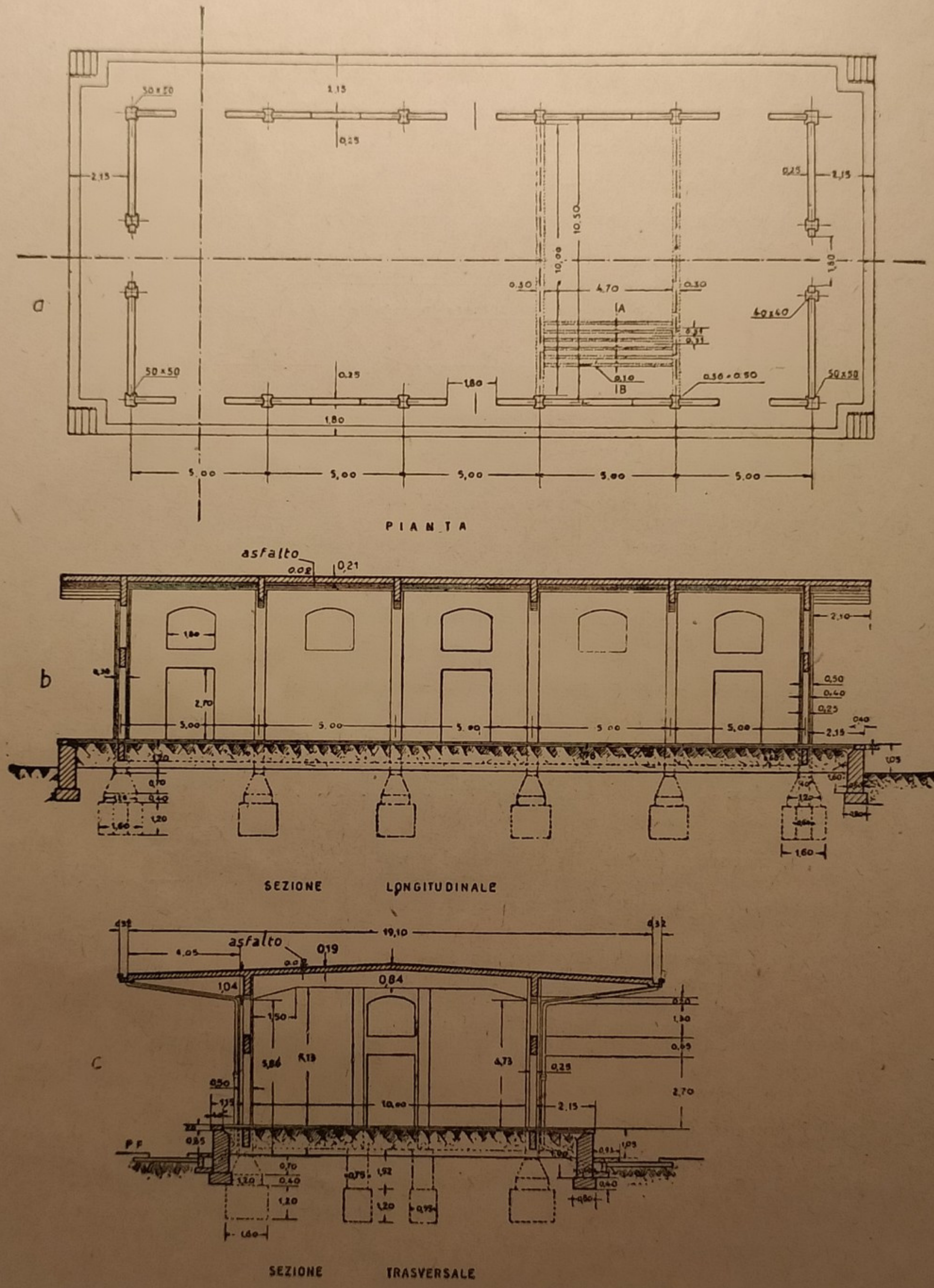
$$q = \text{Kg. } 413 \times 0{,}31 = \text{Kg. } 128/\text{m. l.}$$

La lunghezza di un travetto è di m. 4,70 e la sua lunghezza teorica l sarà:

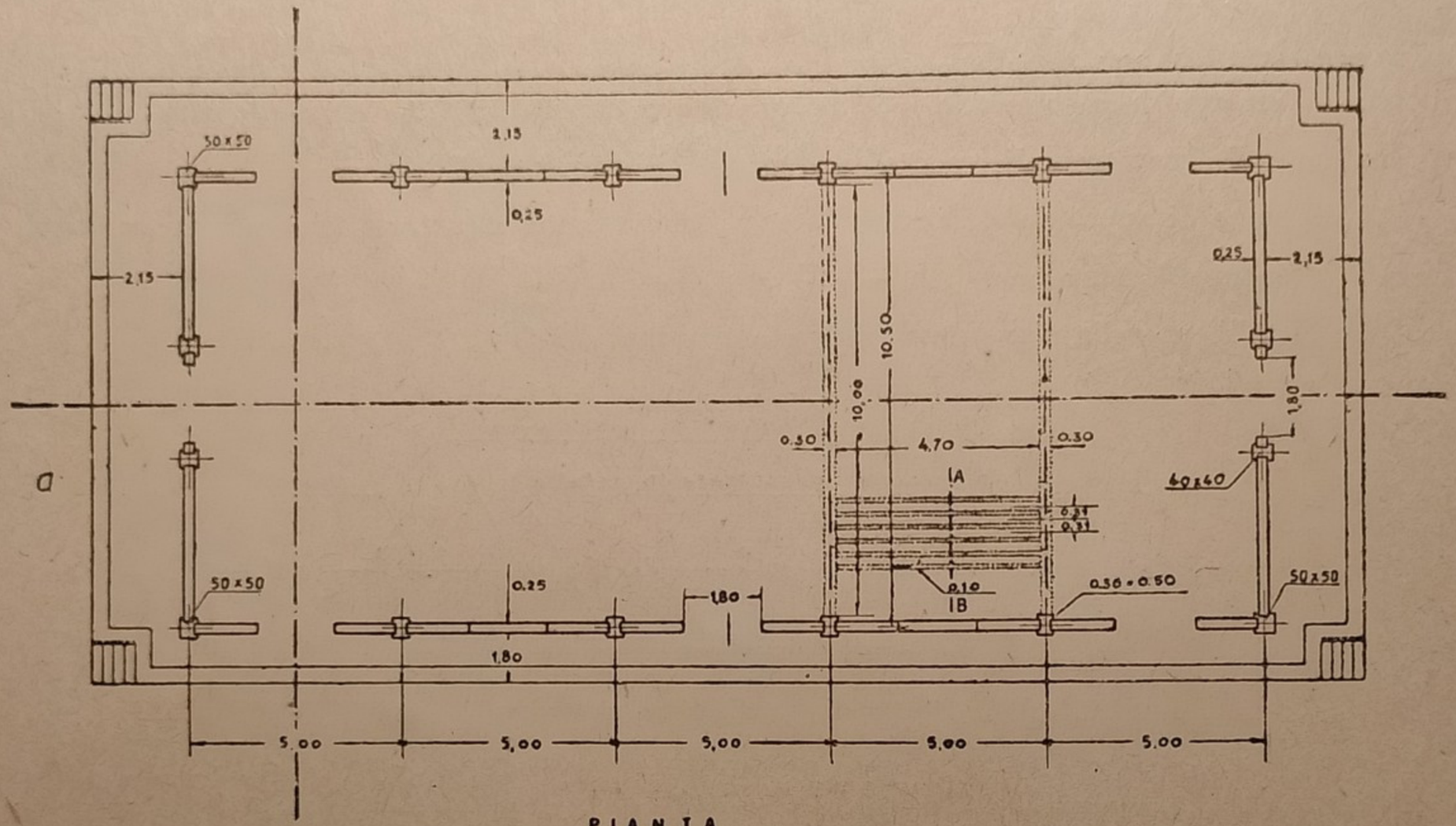
$$4{,}70 + 4{,}70 \times 0{,}05 = 4{,}70 \times 1{,}05.$$

Perciò i momenti flettenti massimi, positivi e negativi, risulteranno:

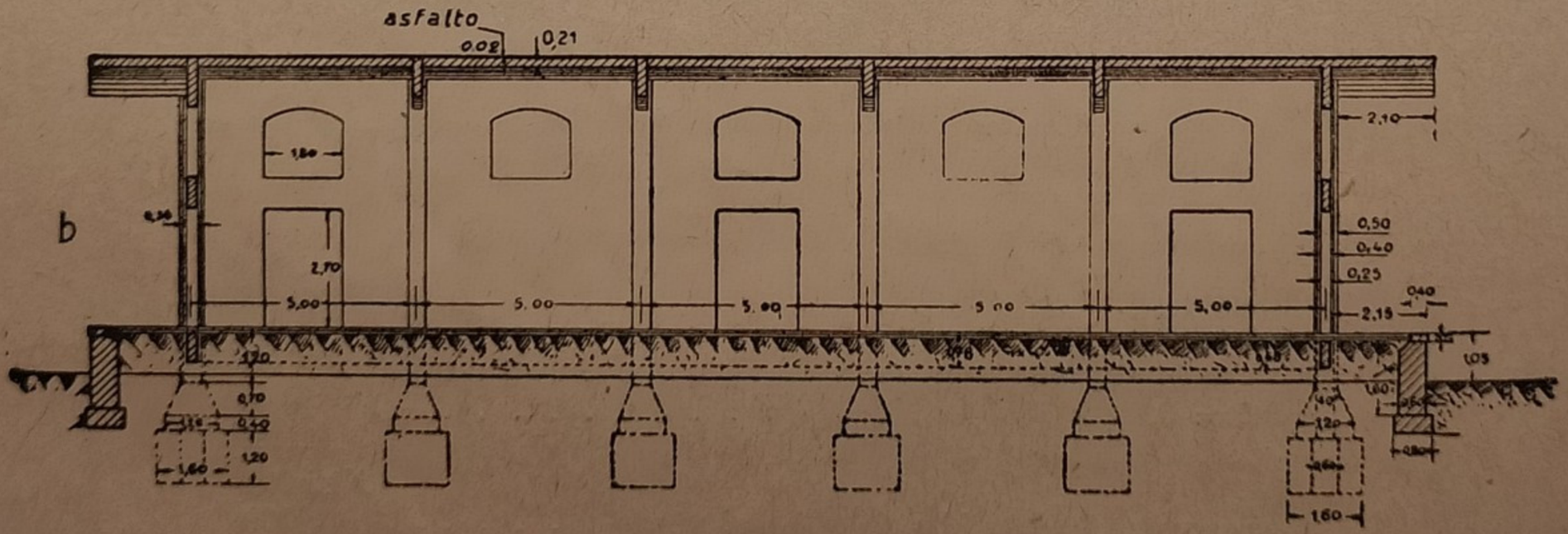
$$\pm M = \frac{1}{12} Ql = \frac{1}{12} ql^2 = \frac{1}{12} 128\,(4.70 \times 1.05)^2 = \text{Kg.m. } 259{,}61 = \text{Kg.cm. } 25961\,;$$



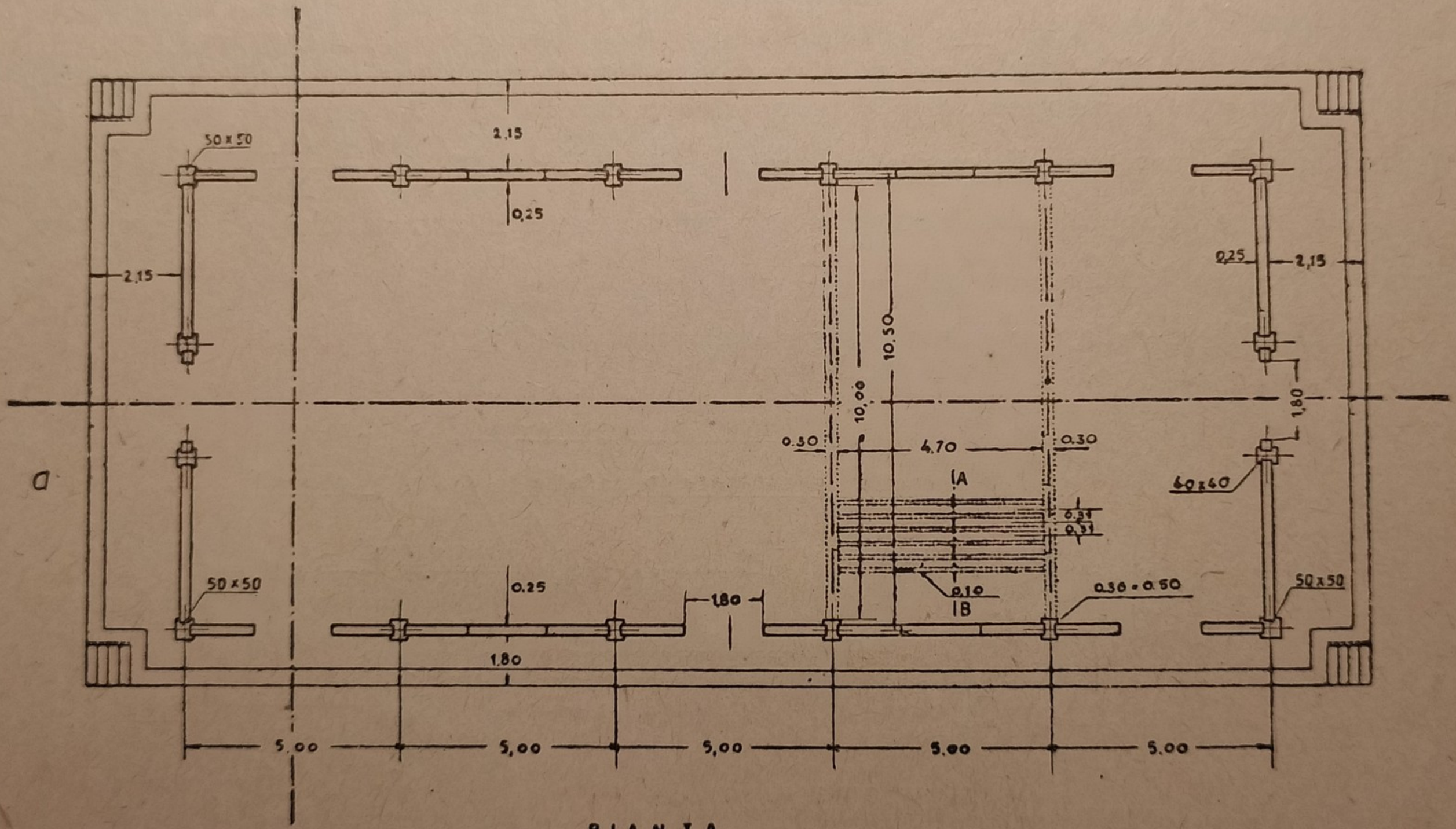
Figg. 64 *a*, *b*, *c*. — *Magazzino-Provvida* in cemento armato.



PIANTA

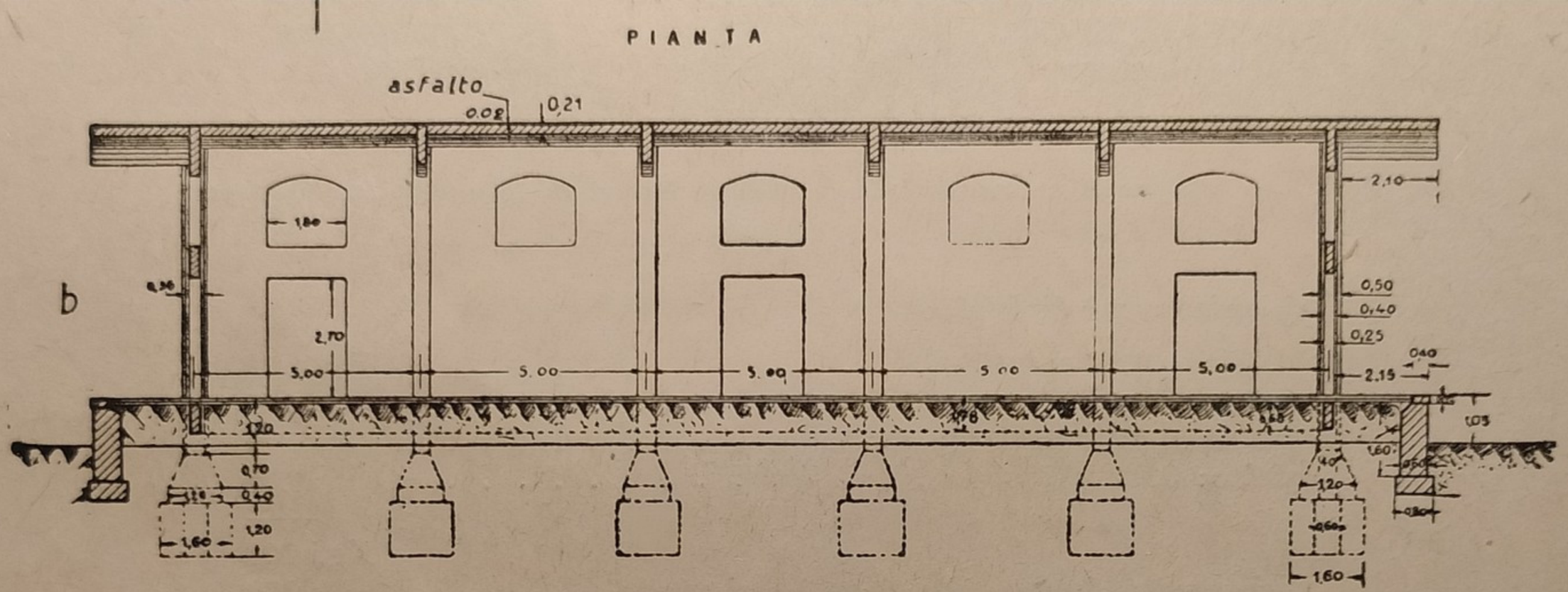


SEZIONE LONGITUDINALE


50 x 50
2,15
2,15
0,25
10.50
10.00
0.30
4.70
0.30
1A
0.34
0.31
0.10
1B
0.30 - 0.50
0,25
2,15
1.80
60x60
50x50
50x50
0.25
1.80
1.80
5.00
5,00
5,00
5.00
5.00

PIANTA

asfalto
0,21

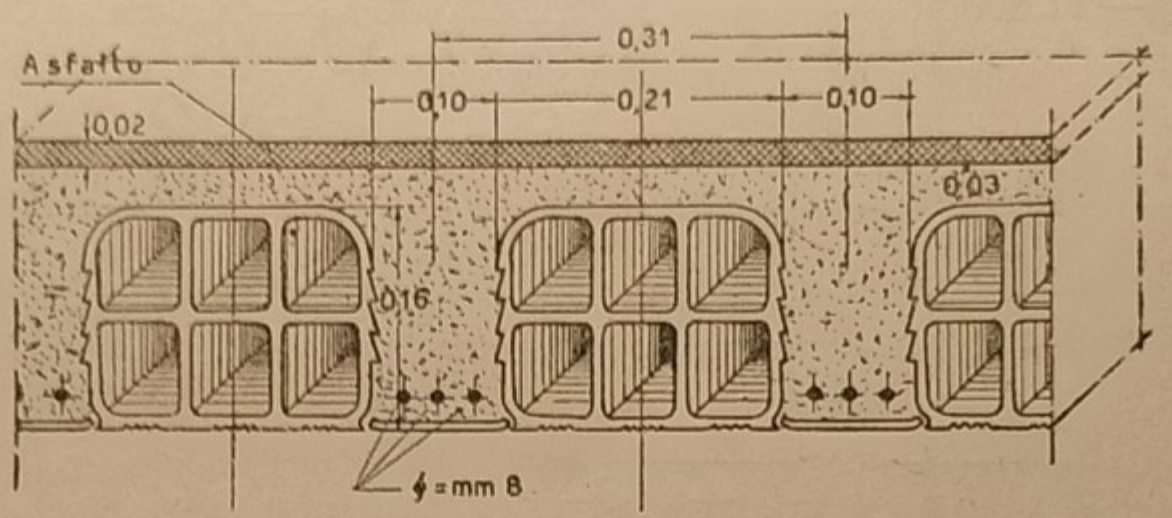


Figg. 64 *a*, *b*, *c*. — *Magazzino-Provvida* in cemento armato.

Posizione dell'asse neutro:

$$x = \frac{m A_f}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{2bh'}{m A_f}} - 1\right] = \frac{10 \times 151}{310}\left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 310 \times 175}{10 \times 151}} - 1\right] \cong \text{mm. } 37 = \text{cm. } 3{,}7 ;$$

per cui praticamente si può ritenere l'asse neutro coincidente coll'intradosso della soletta.



SEZ.NE TRASVER.LE A-B NEL MEZZO

Fig. 65. — *Magazzino-Provvida* in cemento armato. Particolare costruttivo del solaio di copertura.

Sforzo unitario di semplice compressione del calcestruzzo:

$$s_c = \frac{2\,M}{bz\,(h' - \frac{1}{3}\,z)} = \frac{2 \times 25961}{31 \times 3{,}7\,(17{,}5 - \frac{1}{3}\,3{,}7)} = \sim \text{Kg. } 28/\text{cm}^2 .$$

Sforzo unitario di trazione nel ferro:

$$s_f = \frac{M}{A_f\,(h' - \frac{1}{3}\,z)} = \frac{25961}{1{,}51 \times 16{,}27} = 1057 \text{ Kg./cm}^2 .$$

2°) *Travi di sostegno.* — Le travi di sostegno sono sporgenti a sbalzo ed hanno la sezione con le dimensioni riportate nella figura 66.

Peso proprio della mensola (tratto *a* di altezza media 1/2 [1,04 + 0,25] e di larghezza m. 0,30): $\frac{1}{2}\,(1{,}04 + 0{,}25) \times 4{,}30 \times 0{,}30 \times 2400 =$ Kg. 2.012

Solaio di copertura: $413 \times 5 \times 4{,}30 \ldots\ldots\ldots =$ » 8.880 ~

Kg. 10.892 (Kg. 11.000 in cifra tonda)

Peso proprio parte centrale (tratto *b*):

peso proprio trave: $10{,}50 \times 0{,}30 \times 0{,}84 \times 2400 =$ Kg. 6.350

solaio di copertura: $413 \times 5 \times 10{,}50 \ldots\ldots =$ » 21.683

Kg. 28.033 (Kg. 28.000 in cifra tonda)

Perciò le reazioni sugli appoggi saranno:

$$R = 11.000 + \frac{1}{2}\,28.000 = \text{Kg. } 25.000\,.$$

Momento flettente nella sezione in corrispondenza dell'appoggio (momento negativo):

$$M_A = -\,11.000 \times \frac{4.30}{2} = -\,\text{Kg.m. } 23.650 = -\,\text{Kg.cm. } 2.365.000.$$

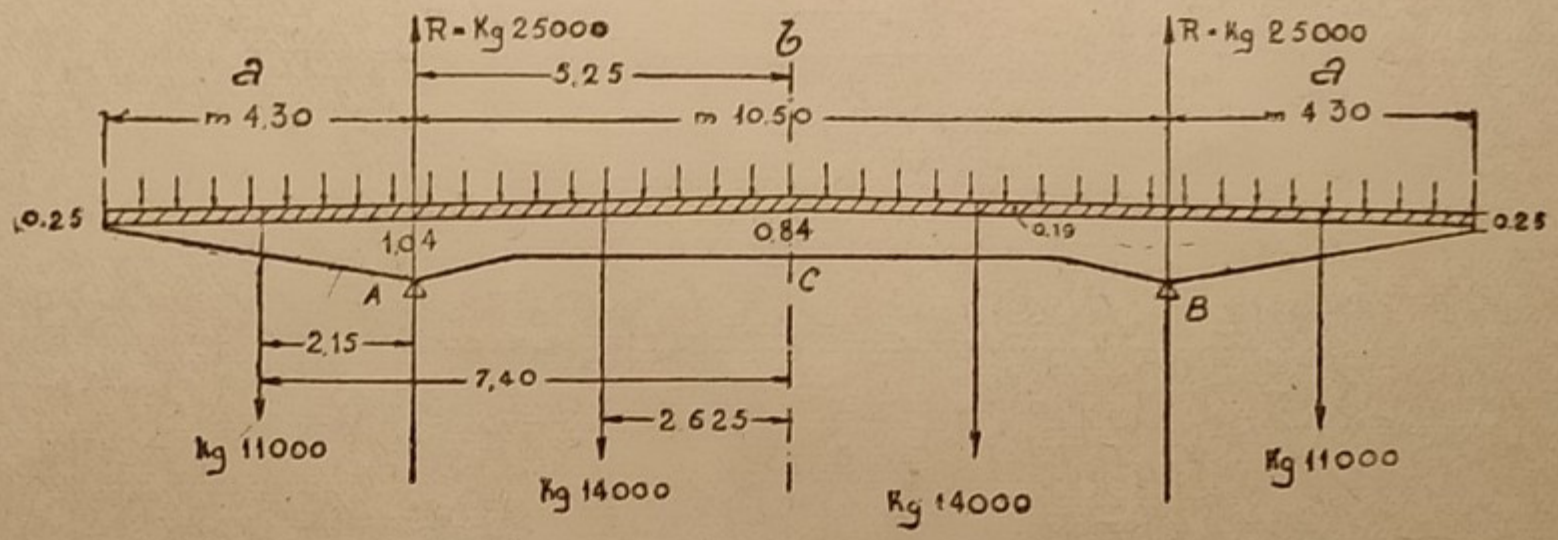


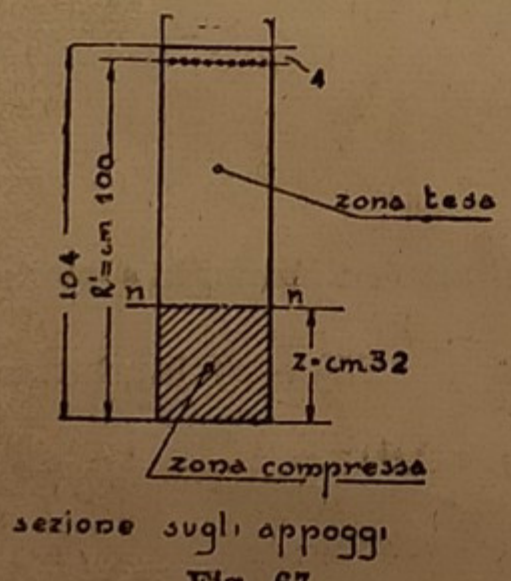
Fig. 66. — Schema di una trave di sostegno, con sbalzi, del solaio di copertura del *Magazzino-Provvida*.

Momento flettente M_c nella sezione di mezzo del tratto centrale b:

$$M_c = -\,11.000 \times 7{,}40 + 25.000 \times 5{,}25 - 14.000 \times 2{,}625 = \text{Kg.m. } 13.100 = \text{Kg.cm. } 1.310.000.$$

Area sezione armatura (n. 9 tondini del Φ = mm. 18, vedi fig. 67): $A_f = \text{cm}^2\ 22{,}9$.
Per la sezione in corrispondenza dell'appoggio:

$$z = \frac{m\,A_f}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{2\,bh'}{m\,A_f}} - 1\right] = \frac{10 \times 22{,}9}{30}\left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 100}{10 \times 22{,}9}} - 1\right] = \sim \text{cm. } 32\,.$$



sezione sugli appoggi

Fig. 67.

Sforzo di compressione nel calcestruzzo:

$$s_c = \frac{2\,M}{bz\,(h' - \frac{1}{3}\,z)} = \frac{2 \times 2.365.000}{30 \times 32\left(100 - \frac{32}{3}\right)} = \sim 55\ \text{Kg.cm}^2\,.$$

Sforzo di tensione nell'armatura metallica:

$$s_f = \frac{M}{A_f\,(h' - \frac{1}{3}\,z)} = \frac{2.365.000}{22{,}9\left(100 - \frac{32}{3}\right)} = 1155\ \text{Kg.cm}^2\,.$$

Per la sezione in mezzeria: area sezione armatura (n. 8 tondini del Φ = mm. 18, vedi fig. 68): $Af = \text{cm}^2\ 20{,}36$.
Posizione dell'asse neutro:

$$z = \frac{m\,A_f}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{2\,bh'}{m\,A_f}} - 1\right] = \frac{10 \times 20{,}36}{30}\left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 79}{10 \times 20{,}36}} - 1\right] = \sim \text{cm. } 26{,}5\,.$$

Sforzo di compressione nel calcestruzzo:

$$s_c = \frac{2\,M}{bz\,(h' - \frac{1}{3}\,z)} = \frac{2 \times 1.310.000}{30 \times 26,5\left(79 - \frac{26,5}{3}\right)} = \sim 46 \text{ Kg./cm}^2.$$

Sforzo di tensione nell'armatura metallica:

$$s_f = \frac{M}{A_f\,(h' - \frac{1}{3}\,z)} = \frac{1.310.000}{20,36\left(79 - \frac{26,5}{3}\right)} = \sim 916 \text{ Kg./cm}^2\,.$$

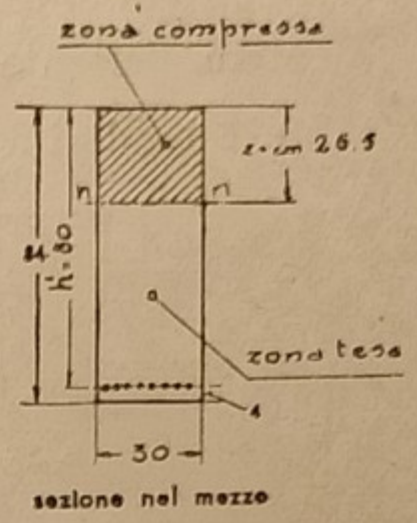


Fig. 68.

Sforzo di taglio massimo: Kg. 25.000.

In ogni metà della trave esistono delle staffe del diametro Φ di mm. 8, costituite ciascuna di 4 braccia. L'area della sezione di un braccio di staffa è di cm² 0,5. Secondo la sezione longitudinale della trave, larga cm. 30 e lunga m. 10,50 = cm. 1050, sono distribuite n. $5 \times 4 = 100$ staffe, sicchè ritenendo in $\frac{4}{5}$ 1000 = Kg. 800/cm² lo sforzo tagliante massimo sopportato dal ferro, la sollecitazione assorbita dalle staffe sarà:

$$t' = \frac{(25 \times 4) \times (4 \times 0,5) \times 800}{30 \times 1050} = \sim \text{Kg. } 5/\text{cm}^2\,.$$

In mezza trave vi sono n. 5 ferri del diametro Φ di mm. 18, piegati a 45° (quindi la loro sezione sarà di cm² $2,545 \times 5 =$ cm² 12,725, e quella inclinata di 45° dovrà moltiplicarsi per $\sqrt{2}$), per cui la sollecitazione tagliante assorbita da questi ferri piegati sarà:

$$t'' = \frac{5 \times 2,54 \times 4 \times \sqrt{2} \times 800}{30 \times 1050} = \frac{57.302,4}{31.500} = \text{Kg. } 1,82/\text{cm}^2\,.$$

La sollecitazione prodotta dallo sforzo di taglio massimo (Kg. 25.000) è (vedi formola 10, pag. 234, vol. I):

$$t_{max} = \frac{P}{b\,(h' - 1/3\,z)} = \frac{25.000}{30\,(100 - 1/3\,.\,32)} = \sim \text{Kg. } 9,3/\text{cm}^2\,.$$

La sollecitazione totale assorbita è 5 + 1,82 = Kg. 6,82/cm² che è un po' inferiore a quella prodotta, cioè di Kg. 9,3/cm², per cui si aumenteranno i diametri delle staffe vicine agli appoggi, portandoli a mm. 10.

3°) *Travi interrate per il sostegno delle specchiature di muro.* — Interasse degli appoggi: m. 5.

Data la continuità delle travi si può ritenere il momento in mezzeria ridotto ai 2/3 di $\frac{Ql}{8}$, mentre la sezione di appoggio si considererà come perfettamente incastrata.

Peso a metro lineare:

peso proprio della trave: $0,25 \times 0,68 \times 5 \times 2400$	= Kg.	1.836
muratura in mattoni sopra la trave:		
$0,25 \times 4,50 \times 4,75$	= m.³ 5,344	
a dedurre per il vano: $0,25 \times 1,80 \times 1,50$	= » 0,675	
m.³ $4,669 \times 1.800$	= »	8.404
	Kg.	10.240

Carico a m. l. di trave: $\frac{10.240}{5}$ = Kg. 2.048 .

Mom. flettente in mezzeria: $\frac{Ql}{12} = \frac{ql^2}{12} = \frac{2.048 \times \overline{5,25}^2}{12}$ = Kgm. 4.704 = Kgcm. 470.400.

A_f = (n. 5 tondini del Φ = mm. 18, vedi fig. 69) = 5 × 2,545 = cm² 12,73.

$$x = \frac{mA_f}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{2\,bh'}{m\,A_f}} - 1\right] = \frac{10 \times 12,73}{25}\left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 25 \times 65}{10 \times 12,73}} - 1\right] = \sim \text{cm. } 21.$$

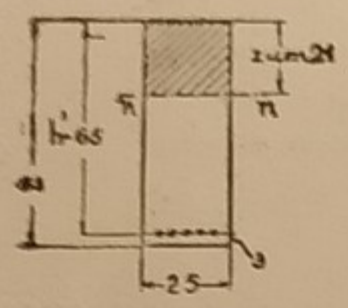


Fig. 69.

$$\sigma_c = \frac{2\,M}{bz(h' - 1/3\,z)} = \frac{2 \times 470.400}{25 \times 21\,(65 - 1/3\,21)} = \sim 31 - \text{Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_f = \frac{M}{A_f\,(h' - 1/3\,z)} = \frac{470.400}{12,73\,(65 - 1/3\,21)} = \sim 637\ \text{Kg/cm}^2.$$

Mom. flettente sez. all'appoggio: $\frac{Ql}{12}$ = Kg.cm 470.400.

Area sezione tondini: A_f = cm² 13,78 (vedi fig. 70).

$$x = \frac{m\,A_f}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{2\,bh'}{m\,A_f}} - 1\right] = \frac{10 \times 13,78}{25}\left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 25 \times 65}{10 \times 13,78}} - 1\right] = \sim \text{cm. } 27.$$

$$\sigma_c = \frac{2\,M}{bz\,(h' - 1/3\,z)} = \frac{2 \times 470.400}{25 \times 27\,(65 - 1/3\,27)} = 25\ \text{Kg./cm}^2.$$

$$\sigma_f = \frac{M}{A_f\,(h' - 1/3\,z)} = \frac{470.400}{13,78\,(65 - 1/3\,27)} = \sim 609,5\ \text{Kg./cm}^2.$$

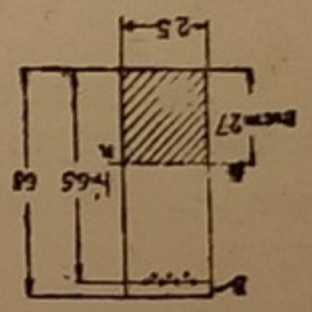


Fig. 70.

Sforzo tagliante massimo: $\frac{2.048 \times 5,25}{2}$ = Kg. 5.376.

Sforzo unitario max. di taglio: $t_{max} = \frac{5.376}{25\,(65 - 1/3\,27)} = \sim 3,8\ \text{Kg./cm}^2.$

Staffe a 4 braccia del diametro di mm. 6.

Numero N di staffe per ogni metà di trave (larghezza trave cm. 25; lunghezza cm. 500 — 36 = cm. 464).

$$N = \frac{3,8 \times 25 \times 464\ (*)}{4 \times 4 \times 0,28 \times 800} = \text{n. } 12.$$

d) PIANI CARICATORI, TETTOIE E MAGAZZINI MERCI. — Il servizio merci viene disimpegnato utilizzando i *piani caricatori*, le *tettoie* ed i *magazzini*.

I *piani caricatori* sono costituiti (vedi fig. 71) da un rilevato di terra, sostenuto tutto in giro da un muro di pietrame e di mattoni dello spessore di cm. 45 ÷ 60, portante superiormente una copertina in pietra da taglio. Il rilevato di terra è alto m. 1 ÷ 1,10 sul piano del ferro ed

---

(*) Detta formula deriva da quest'altra: $(n.\omega)K.N = \frac{l}{2} \cdot b. \frac{t_{max}}{2}$ che esprime l'equilibrio delle forze verticali lungo la metà trave, essendo: $n.\omega$ l'area totale della sezione di una staffa ad n braccia, N il numero delle staffe su ogni metà di trave, l la lunghezza della trave, b la larghezza della trave.

è generalmente pavimentato in buon macadam. La distanza del muro di sponda dal bordo interno della rotaia più vicina è di m. 0,93 (vedi fig. 72).

I piani caricatori sono disposti in modo da poter essere facilmente accostati da carri a cavalli o da automezzi da una parte, e dall'altra dai carri ferroviari. Essi sono muniti di scalette, ciascuna composta di cinque alzate, larghe cm. 90 ÷ 100, di una rampa di accesso al piano caricatore scoperto, con pendenza massima del 5%. Questa rampa potrà anche svilupparsi in curva, quando lo sviluppo rettilineo della medesima non sia consentito o da esigenze pratiche o da mancanza di spazio.

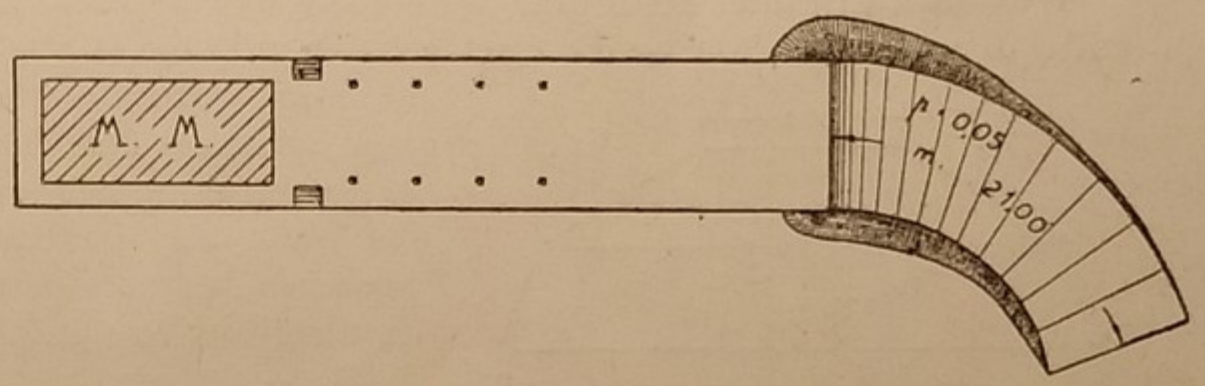


Fig. 71.
Planta di un *piano caricatore delle merci*, per stazione ferroviaria.

Per le merci che devono essere ricoverate e protette dalle intemperie, si utilizzano i *piani caricatori coperti da una tettoia in cemento armato o ad ossatura in legname*, la quale sporge per m. 3 ÷ 5 da ambo le parti rispetto al filo muro del piano caricatore, onde proteggere i vagoni che si trovano sul binario, a fianco del piano di caricamento, i carri ed i cavalli che si accostano dall'altro lato.

Quando i vani fra i successivi pilastri, che sostengono la copertura, sono chiusi da muro, la tettoia si trasforma in un *magazzimo merci*, a cui generalmente è sempre annesso un piccolo locale separato ad uso di ufficio.

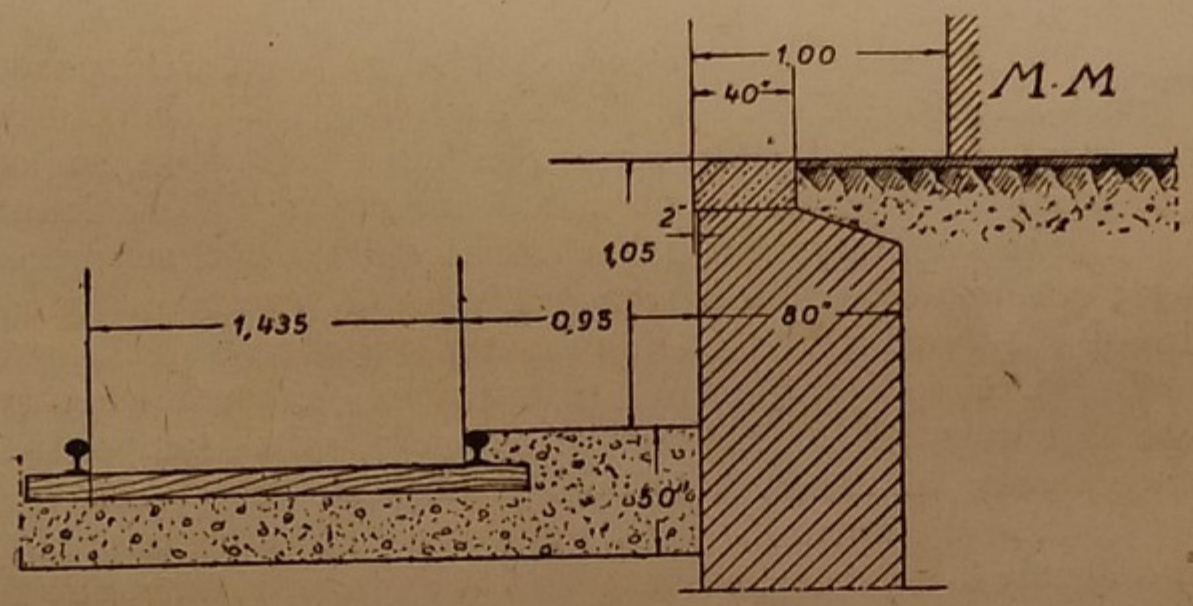


Fig. 72. — Sezione di un *piano caricatore delle merci* fatta in corrispondenza del magazzino merci (M. M.).

La superficie complessiva S di un magazzino merci può calcolarsi con la formula seguente:

$$S\ (\text{in m}^2) = \frac{M + 2\,M_1}{100} \times 5$$

dove M ed M_1 rappresentano rispettivamente le quantità annue delle merci (in tonnellate) in arrivo e in partenza alla stazione.

Per le stazioni ferroviarie di una certa importanza la superficie S sarà di almeno m² 500, mentre per le stazioni secondarie potrà variare da 50 a 200 m².

L'altezza del pavimento della banchina sul piano del ferro è di m. 1,05 (vedi fig. 72); la larghezza utile pel deposito delle merci può essere di 8 ÷ 10 metri, fino al massimo di 12 metri, mentre la lunghezza stessa varierà a seconda del bisogno, e, in ogni caso, non dovrà superare i m. 80 ÷ 100; mentre nel caso di stazioni di grande importanza può raggiungere anche i 150 ÷ 200 metri di lunghezza.

Le porte dei magazzini avranno una larghezza minima di m. 2 ÷ 2,50 ed un'altezza di m. 3 ÷ 4, e saranno del tipo scorrevole.

Sono annesse ai fabbricati merci le *gru* per lo scarico di merci voluminose e pesanti, le *bilance a ponte*, e le *sagome di carico*, le quali ultime (vedi fig. 73) servono a verificare se il carico dei vagoni è compreso nel *profilo normale* dello spazio libero, agli effetti della libera circolazione dei carri sulle linee ferroviarie.

c) Rifornitori d'acqua. — Lungo la linea, in molte stazioni ferroviarie s'impiantano i rifornitori d'acqua della capacità di 25 metri cubi o anche di 50 metri cubi e più, che sono costruiti generalmente in cemento armato.

Nei depositi locomotive di importanza vi sono anche rifornitori da 200 e anche 500 metri cubi di capacità.

L'altezza minima del fondo del serbatoio sul piano del ferro è di m. 7. Ogni serbatoio è munito di un tubo d'arrivo d'acqua (vedi figg. 74-*a*-*b*) che sbocca nella sua parte alta e comunica con l'altra estremità con la condotta d'acqua di alimentazione o con la pompa di sollevamento; di un tubo di erogazione dell'acqua il quale parte a piccola altezza sul fondo del serbatoio e scende verticalmente per mettere capo ad una condotta che porta l'acqua alle condutture di distribuzione impiantate nei piazzali alla profondità di 70 ÷ 80 cm. rispetto al piano di campagna; di un tubo di scarico che parte dal fondo, che serve a vuotare e a spurgare il serbatoio; di un indicatore di livello, ecc.

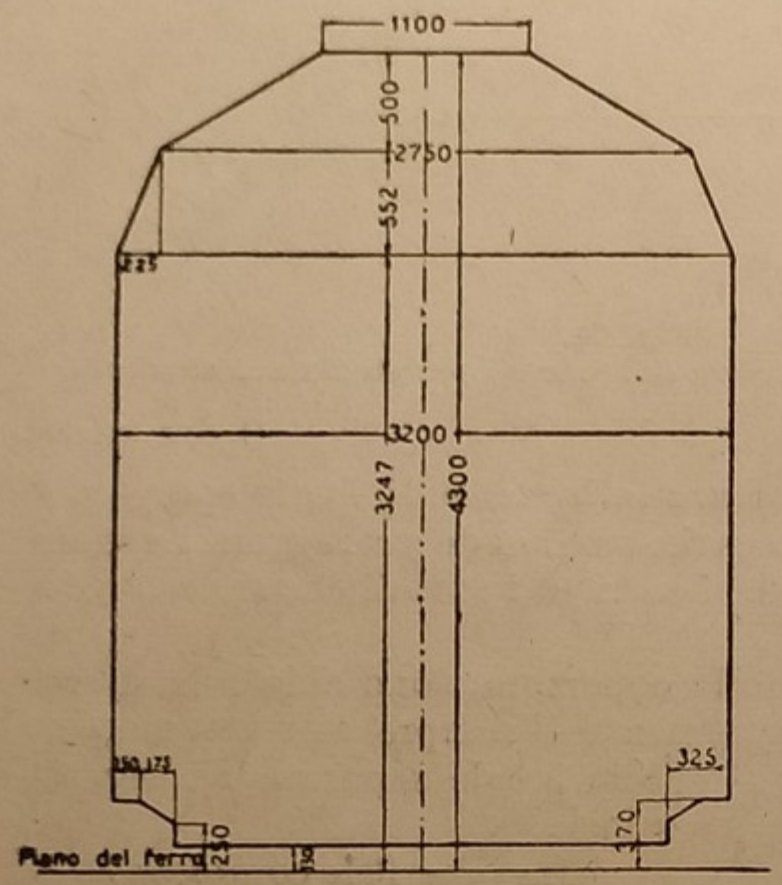


Fig. 73. — *Sagoma limite italiana* con le dimensioni in millimetri.

La parte inferiore del rifornitore è costituita da pilastri in cemento armato portanti (vedi fig. 74 *c*) e collegati da una soletta avente sezione curvilinea speciale costituente il fondo del serbatoio verticale (vedi fig. 74 *d*). La parte superiore, cioè la vasca, è formata di soletta cilindrica armata, come mostra la sezione (vedi fig. 74 *e*); è sormontata da un lanternino munito di aperture e presenta una cavità interna cilindrica libera pel passaggio degli operai.

Le pressioni esercitate dall'acqua contro le pareti del cilindro della vasca, per la nota *legge di Pascal*, sono dirette perpendicolarmente alla superficie premuta ed hanno un'intensità proporzionale all'altezza della colonna d'acqua che sovrasta il baricentro della stessa superficie premuta. Per la simmetria della vasca, questa tenderebbe a rompersi secondo un piano diametrale verticale per effetto della risultante 2 F (vedi fig. 75) delle pressioni orizzontali dell'acqua contro ciascuna delle due metà del cilindro. Se con f indichiamo la pressione orizzontale contro un anello di cilindro di lunghezza *uno* e di altezza *uno*, chiamando con o e v le due componenti di f, rispettivamente parallela e perpendicolare alla traccia A-B del piano diametrale verticale, poichè le componenti o di due forze f simmetricamente disposte rispetto al piano diametrale C-D perpendicolare ad A-B, risultano eguali e contrarie, e che perciò si elidono, rimarranno le sole componenti v dirette perpendicolarmente ad A-B che daranno luogo alla risultante 2 F. Questa forza 2 F è la pressione che l'acqua eserciterebbe contro il piano ideale diametrale verticale di traccia A-B, con l'effetto di separare il cilindro in due parti. Se r è il raggio del cilindro, h è l'altezza di una direttrice (cioè di un *parallelo* del cilindro) sotto il pelo d'acqua, allora la spinta totale che tenderebbe a dividere l'anello cilindrico di altezza m. 1 lungo due generatrici di tracce orizzontali A e B, sarà data da:

$$2F = 1.000 \times h \times 2r \text{ (1.000 è il peso di 1 m}^3 \text{ d'acqua);}$$

e quindi sarà: $F = 1.000 \times h \times r$, la forza che tenderà a spezzare l'anello cilindrico di altezza m. 1 lungo una generatrice.

Se s rappresenta lo spessore, in cm., della parete del cilindro, e K è il carico di sicurezza del materiale alla trazione, sarà:

$$\frac{F}{A} = \frac{F}{100 \times s} \leq K \text{ (Kg./cm}^2\text{)}$$

l'equazione di stabilità della parete cilindrica del recipiente.

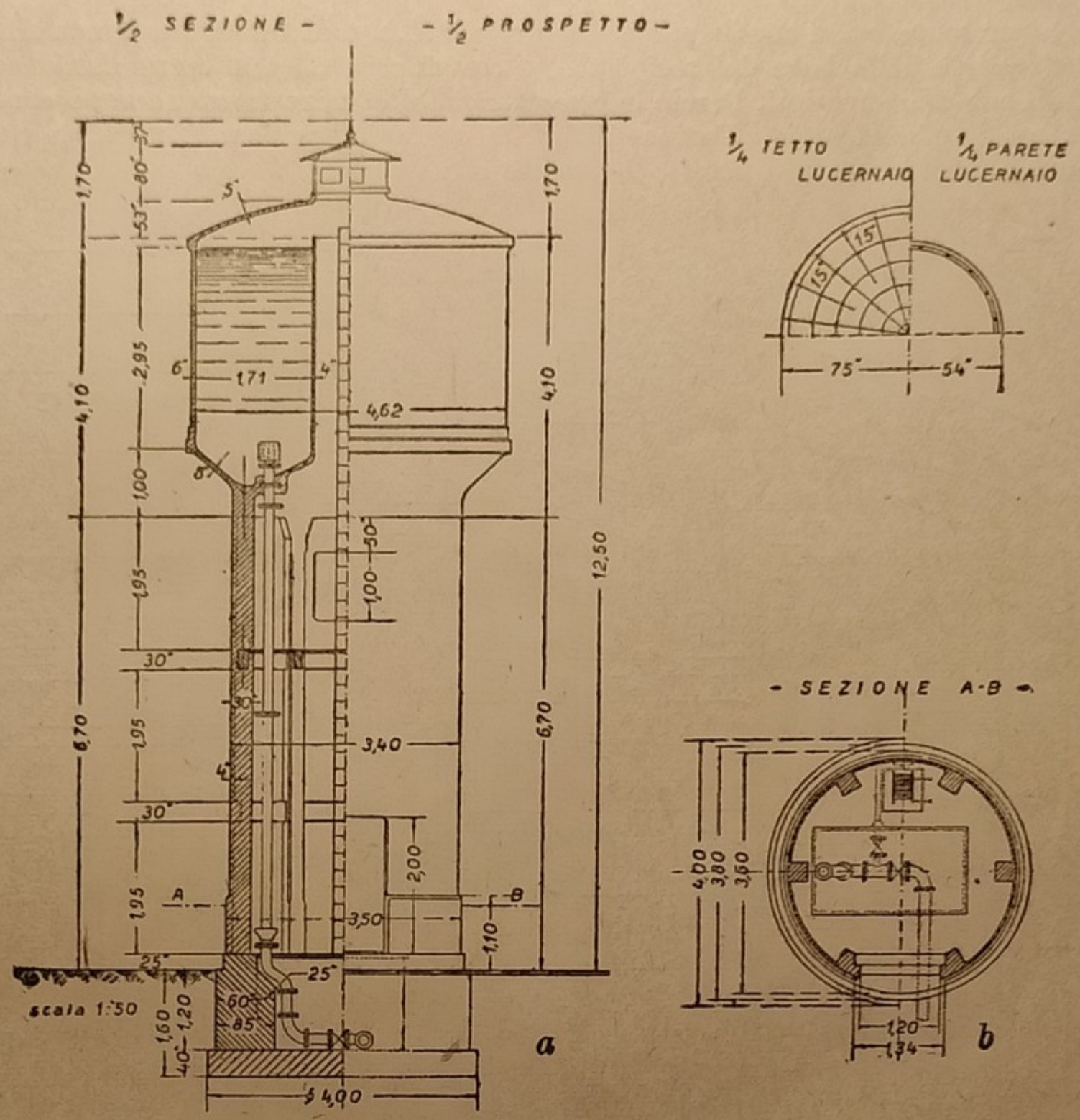


Fig. 74 *a*, *b*. — *Rifornitore d'acqua* in cemento armato, di m³ 50.
a) ½ sezione verticale e ½ prospetto; *b*) Sezione trasversale A-B alla base.

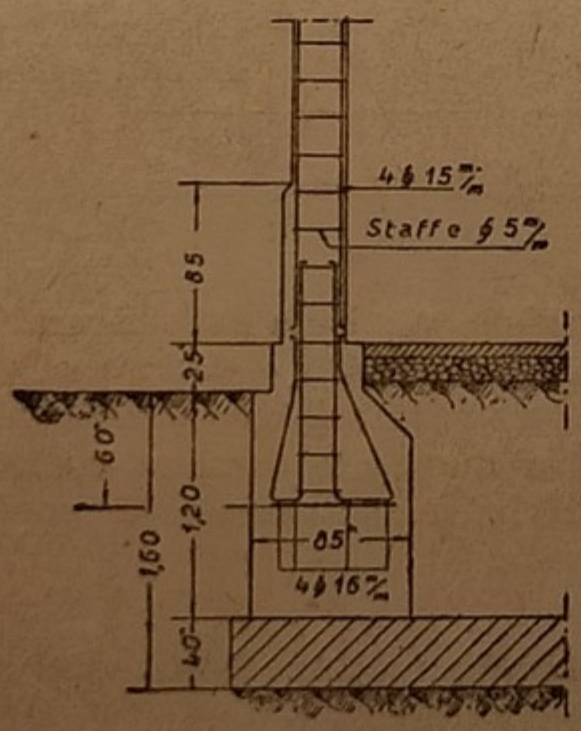


Fig. 74 *c*.
Sezione verticale di un *pilastro con la sua armatura.*

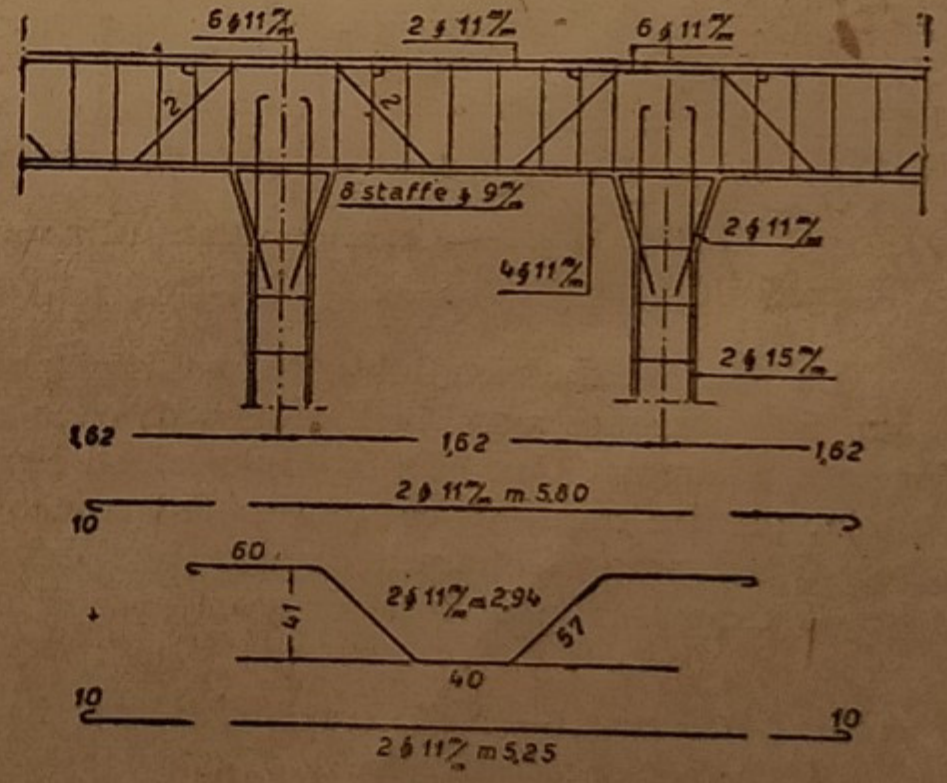


Fig. 74 *d*.
Anello circolare di fondo della vasca *con la sua armatura.*

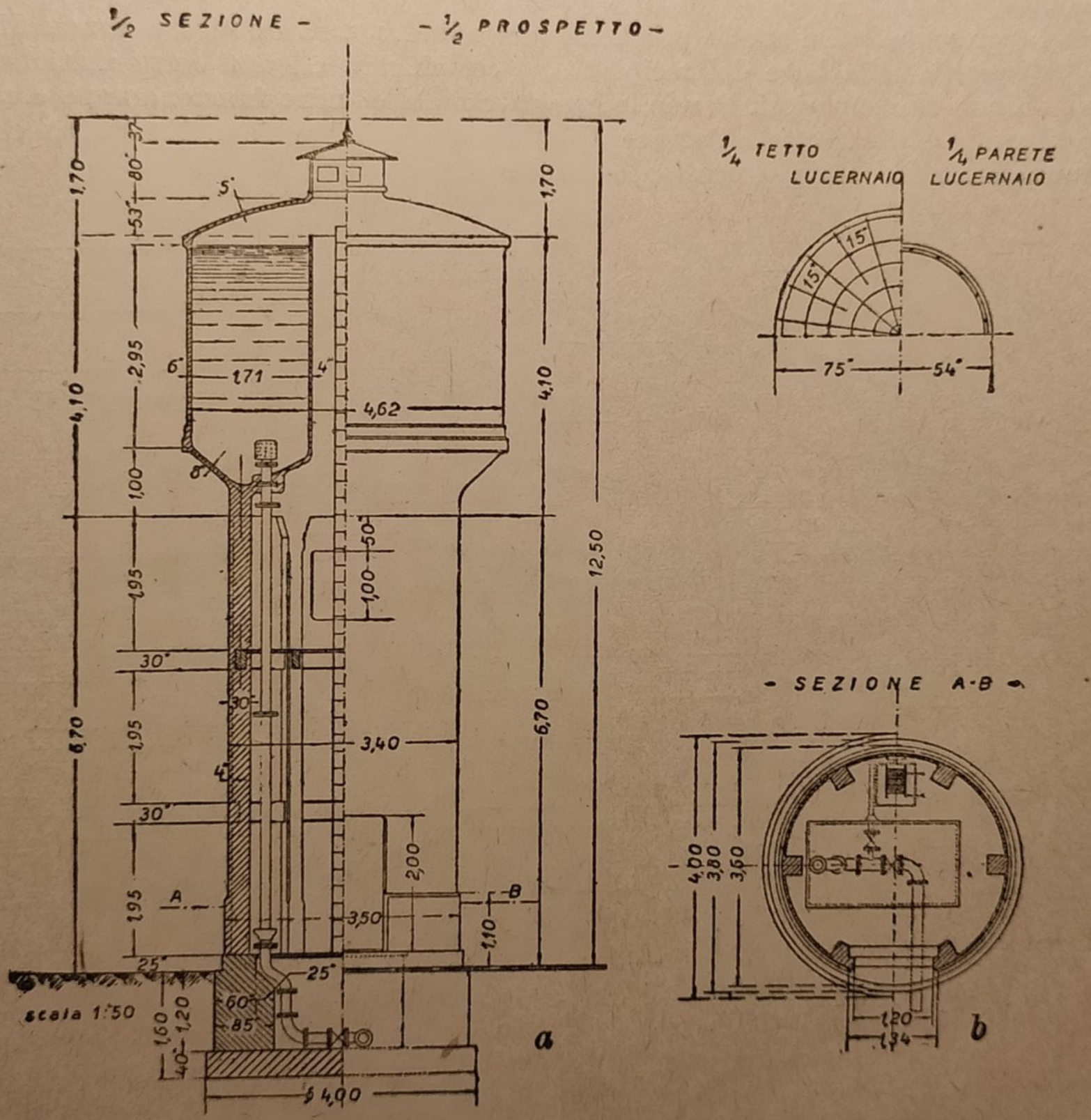


Fig. 74 *a*, *b*. — *Rifornitore d'acqua* in cemento armato, di m³ 50.
a) ½ sezione verticale e ½ prospetto; *b*) Sezione trasversale A-B alla base.

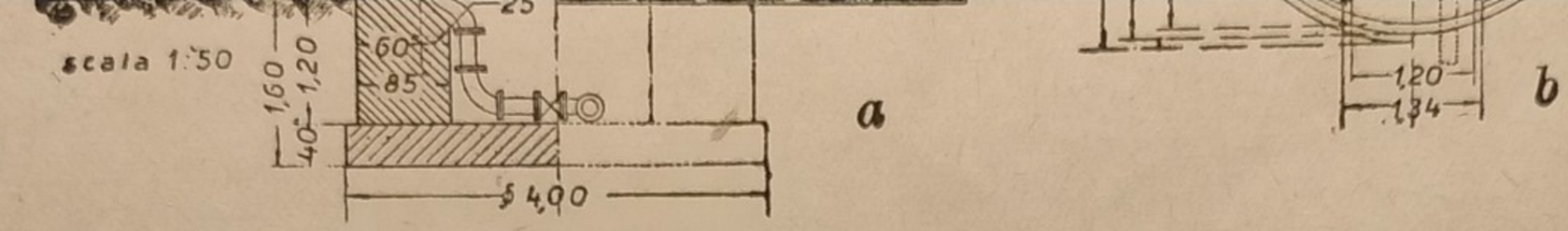


Fig. 74 *a*, *b*. — *Rifornitore d'acqua* in cemento armato, di m³ 50.
a) ½ sezione verticale e ½ prospetto; *b*) Sezione trasversale A-B alla base.

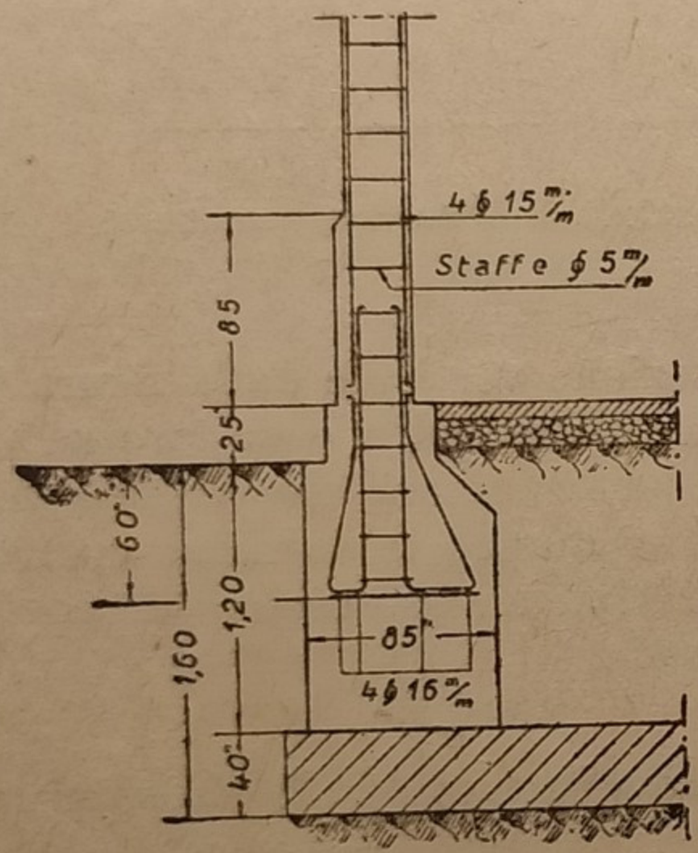


Fig. 74 *c*.
Sezione verticale di un *pilastro con la sua armatura.*

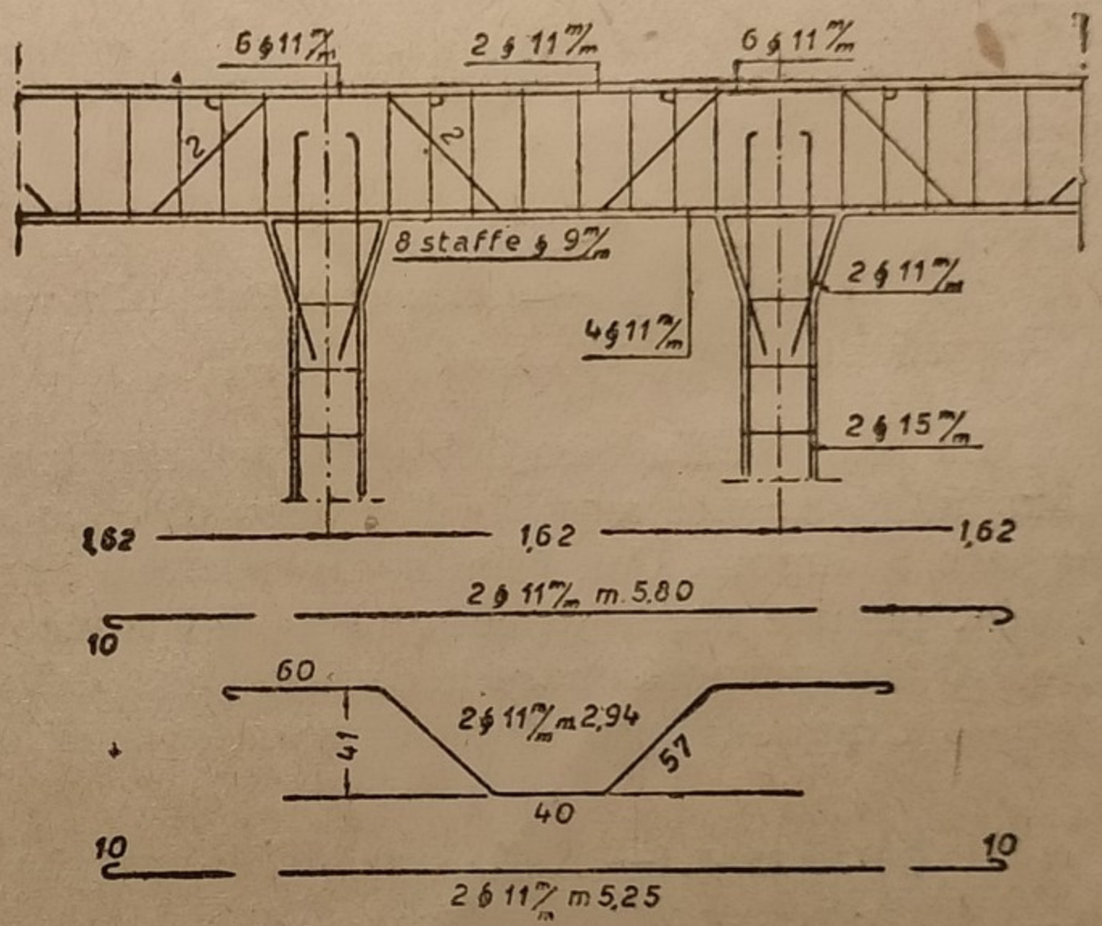


Fig. 74 *d*.
Anello circolare di fondo della vasca *con la sua armatura.*

Si tenga presente che l'anello più basso del cilindro sarà obbligato a non dilatarsi per effetto della rigidità della base del recipiente, e costringerà ad una certa inazione anche gli anelli immediatamente superiori. Perciò le generatrici del cilindro funzioneranno come mensole incastrate al piede e sottoposte all'azione di quella parte di pressione idrostatica a cui hanno dovuto rinunciare gli anelli più bassi del cilindro stesso.

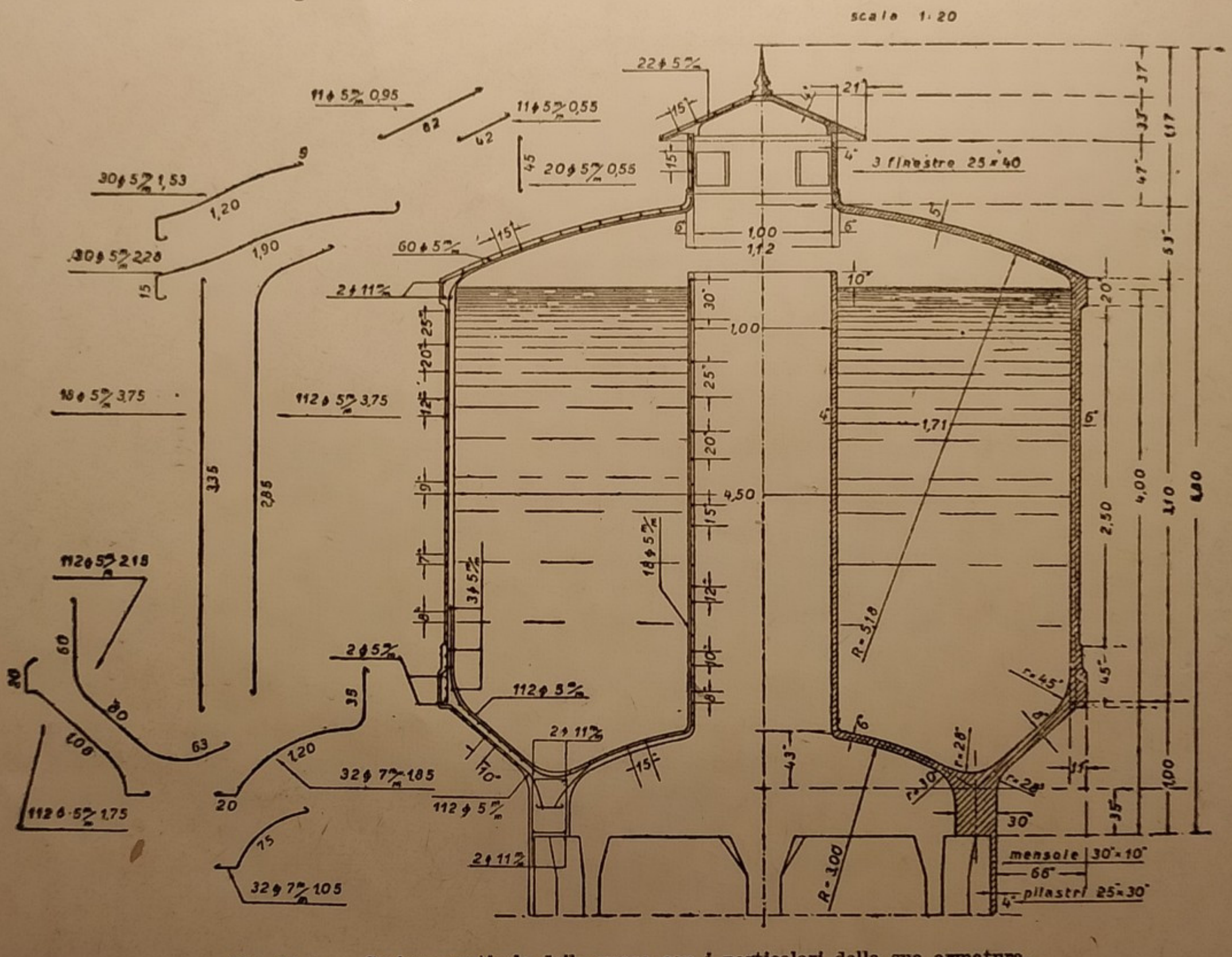


Fig. 74 *e*. — Sezione verticale della vasca con i particolari della sua armatura.

La parete cilindrica del serbatoio, rappresentato in sezione verticale dalla figura 74 *e*, termina inferiormente a guisa di tronco di cono rovescio che a sua volta è saldato su un fondo foggiato a cupola. Con questa disposizione l'anello d'imposta risulterà teso dalla spinta della cupola, mentre risulterà compresso dal tronco di cono. Per questo fatto nella costruzione si cerca di ben proporzionare le diverse parti della base del recipiente in maniera da compensare, o quasi, i due suddetti sforzi di trazione e di compressione.

f) Rimesse. — Nelle stazioni di maggiore importanza si annettono le *rimesse per vagoni, locomotive* e per *autotreni veloci*.

effetto della rigidità della base [illegible] anelli immediatamente superiori. Perciò le generatrici del cilindro funzioneranno come mensole incastrate al piede e sottoposte all'azione di quella parte di pressione idrostatica a cui hanno dovuto rinunciare gli anelli più bassi del cilindro stesso.

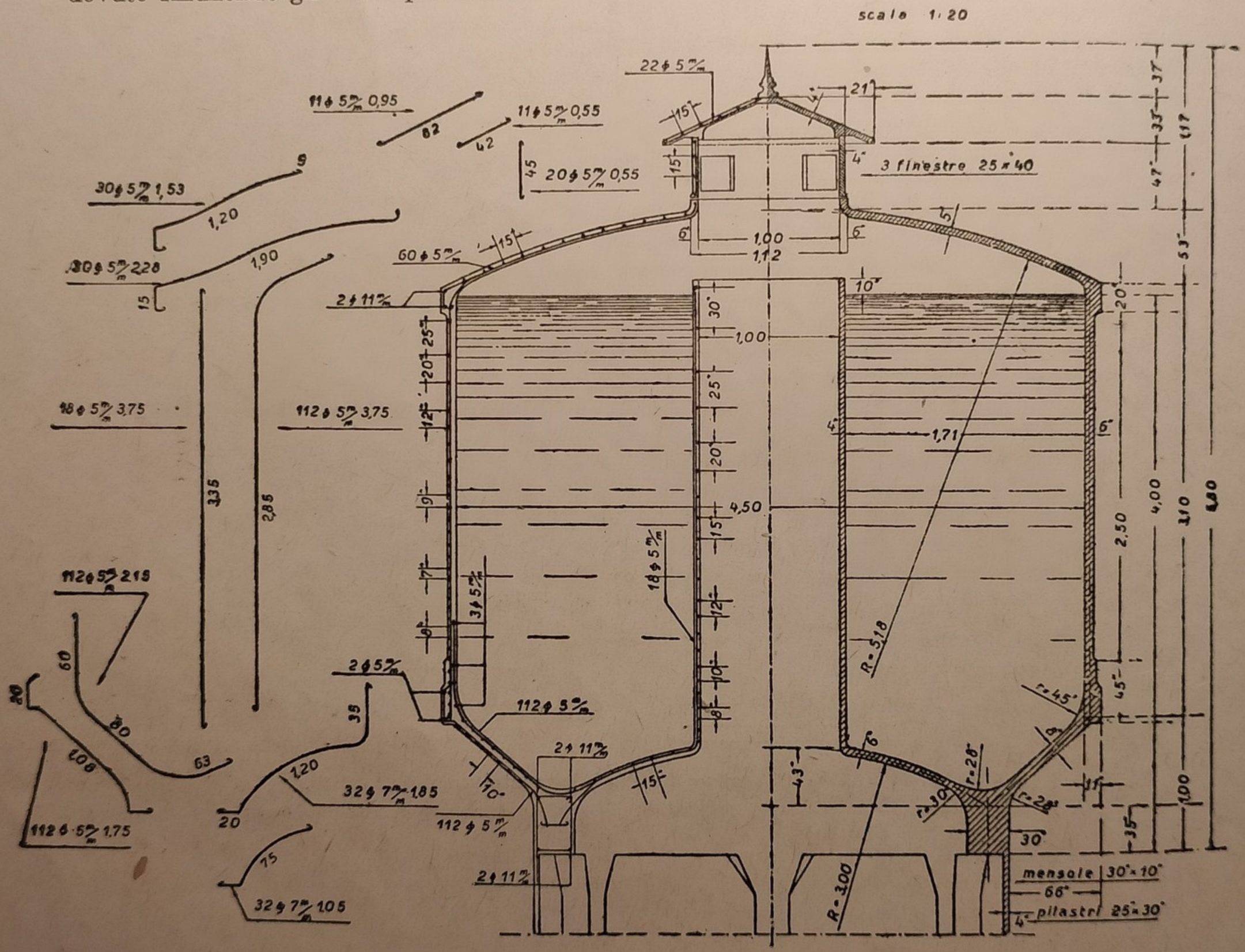


Fig. 74 e. — Sezione verticale della vasca con i particolari della sua armatura.

Le rimesse per vagoni presentano la pianta rettangolare e comprendono due o più binari, posti con gli assi alla distanza di m. 5 e discosti dalle pareti della rimessa di almeno m. 3.

Per facilitare la pulizia dei veicoli ogni rimessa è provvista di ampi finestroni col davanzale basso affinchè entri abbondante luce nell'ambiente. Il pavimento dovrà risultare impermeabile ed essere facilmente lavabile. Per potere visitare e pulire le parti inferiori delle vetture, si costruiscono le *fosse di pulizia* in corrispondenza dei binari. Esse sono lunghe m. $10 \div 12$, larghe m. $0{,}90 \div 1{,}20$, profonde m. $0{,}70 \div 1{,}20$ e sono delimitate da muri dello spessore di cm. 50 posti su una fondazione in calcestruzzo che si estende anche nell'interno delle fosse. Le porte delle rimesse sono larghe m. 3,35 ed alte m. 4,80. L'altezza libera interna delle rimesse è di circa m. 6.

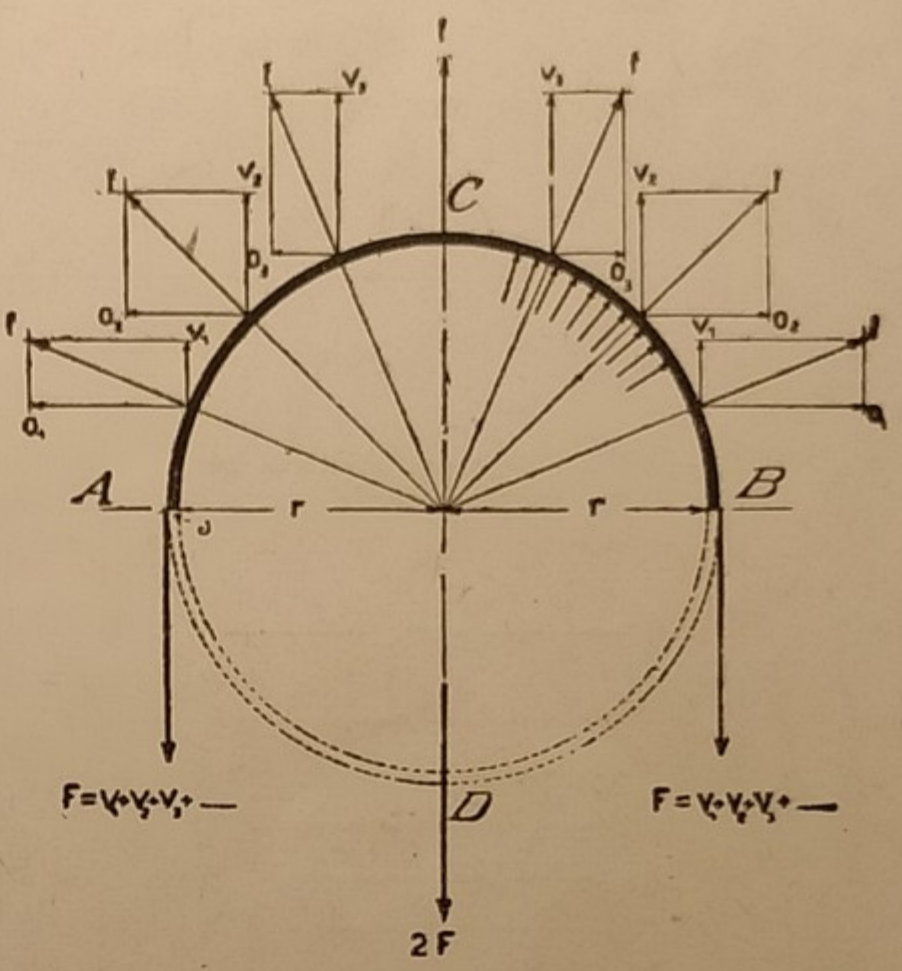


Fig. 75.

Le rimesse per locomotive presentano disposizioni analoghe alle precedenti. Per ogni macchina si assegna una lunghezza netta di m. 17. L'altezza interna della rimessa, computata dal pavimento al piano di posa delle incavallature, si tiene di m. $7 \div 8$. Le porte sono alte almeno m. 4,80 e larghe metri $3{,}50 \div 4$.

Le fosse (chiamate *fosse a fuoco*) in corrispondenza dei binari sono lunghe almeno m. 15, cioè quanto la locomotiva con *tender*. Poichè esse

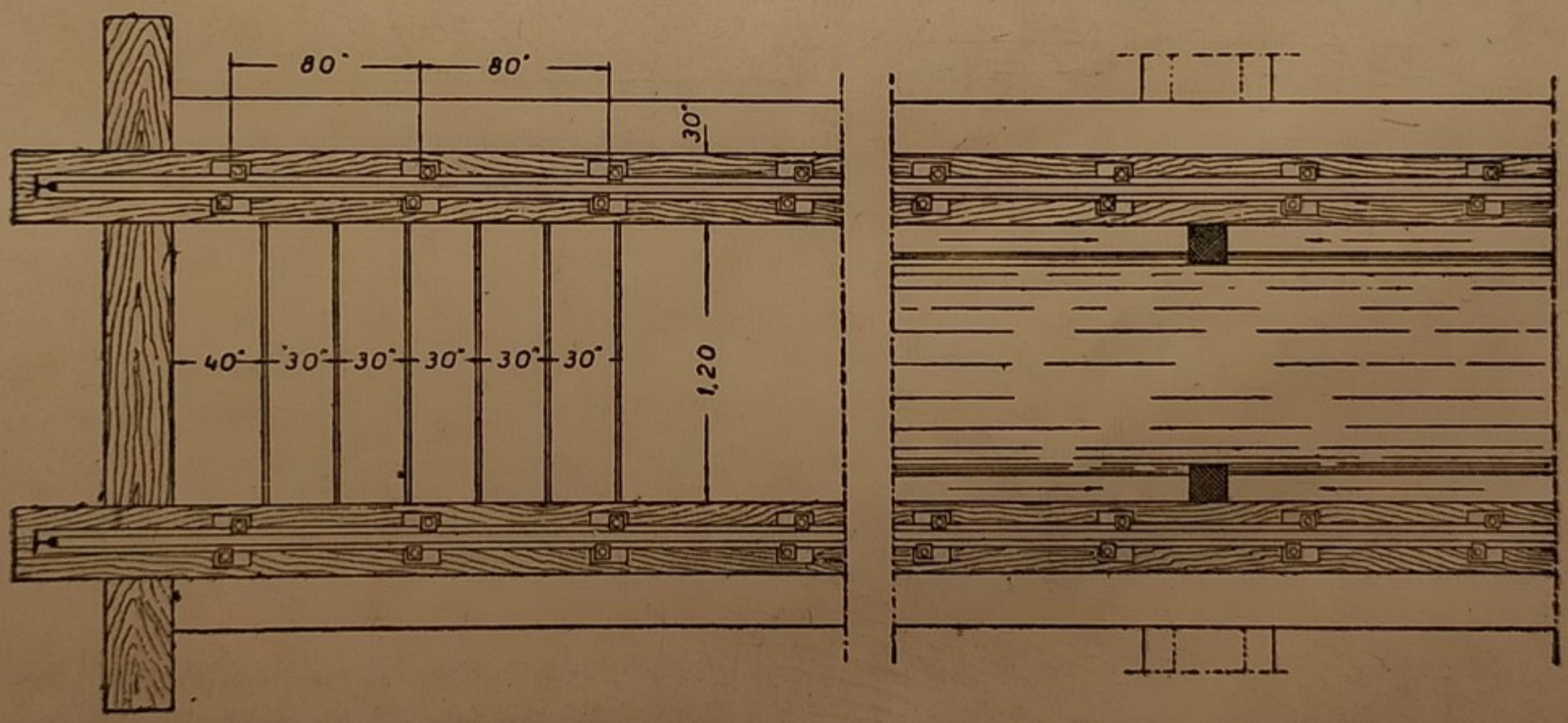


Fig. 76 *a*. — *Fossa a fuoco;* Particolare (a sinistra) della pianta con scala di accesso al fondo della fossa. Particolare (a destra) della pianta del fondo della fossa.

servono anche a spurgare la caldaia, generalmente presentano il fondo con profilo convesso e due canaletti laterali che immettono in un fossetto di scolo (vedi figg. 76-*a*-*b*-*c*-*d*-*e*).

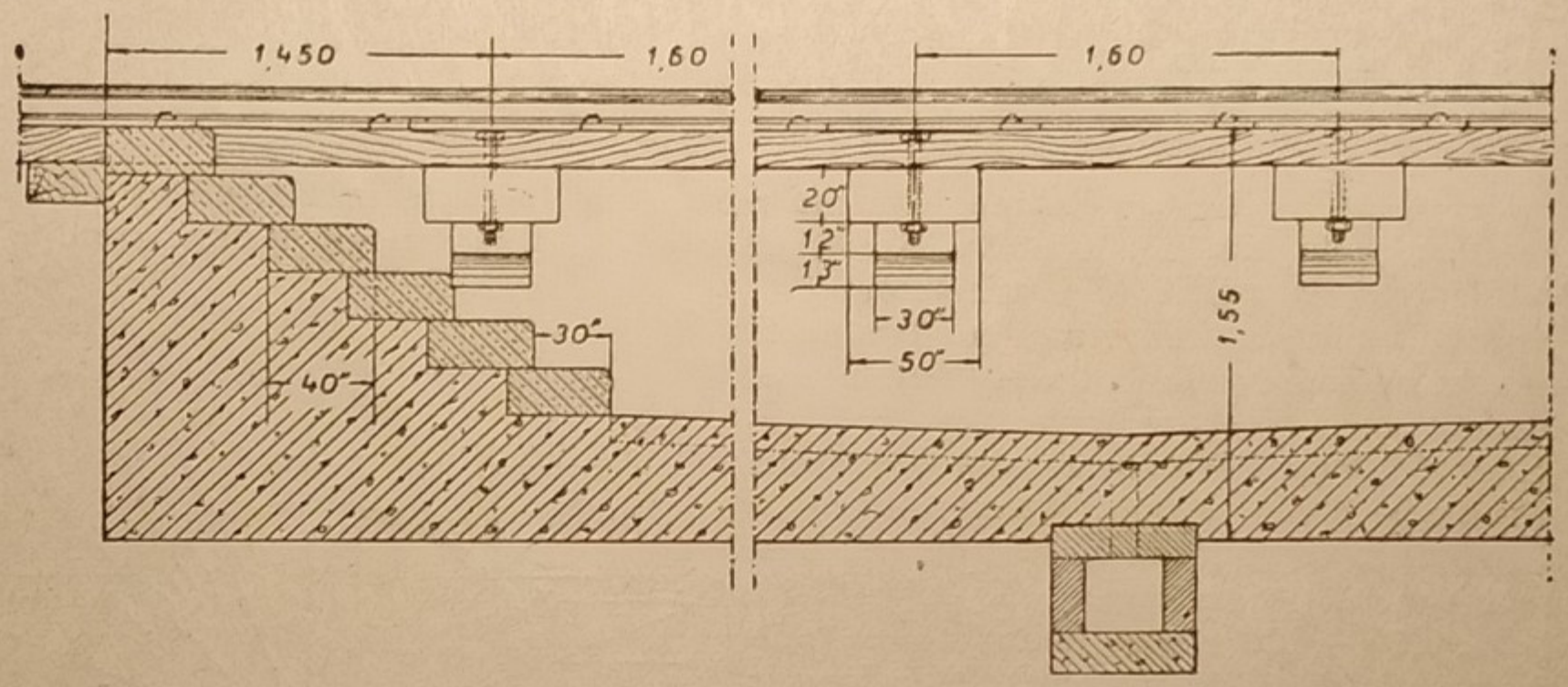


Fig. 76 *b*. — *Fossa a fuoco:* Particolare (a sinistra) della sezione verticale della scala d'accesso al fondo della fossa. Particolare (a destra) della sezione verticale della fossa e del fossetto di scolo.

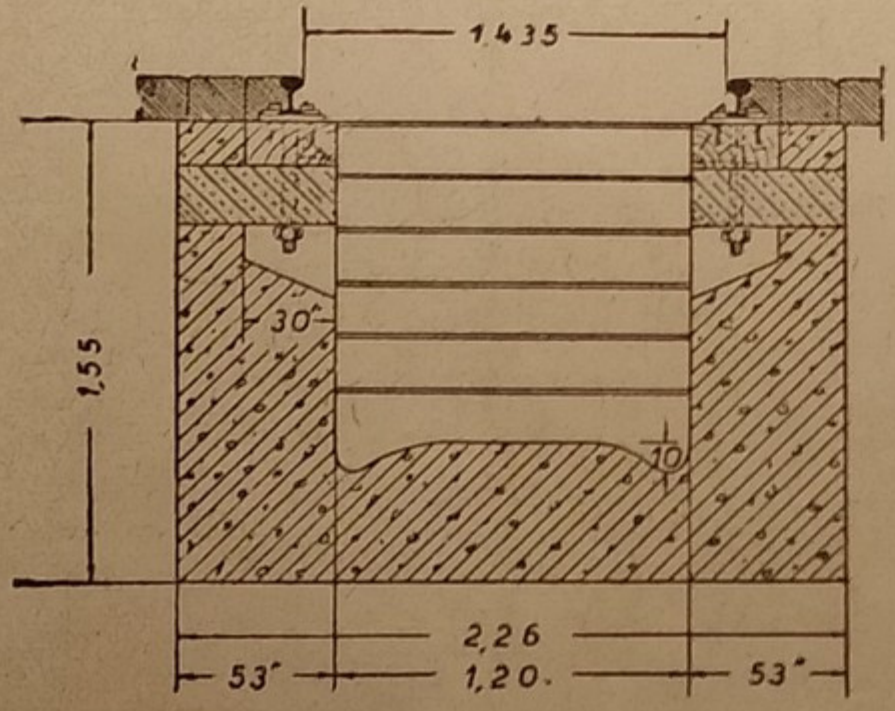


Fig. 76 *c*. — *Fossa a fuoco:* Sezione trasversale.

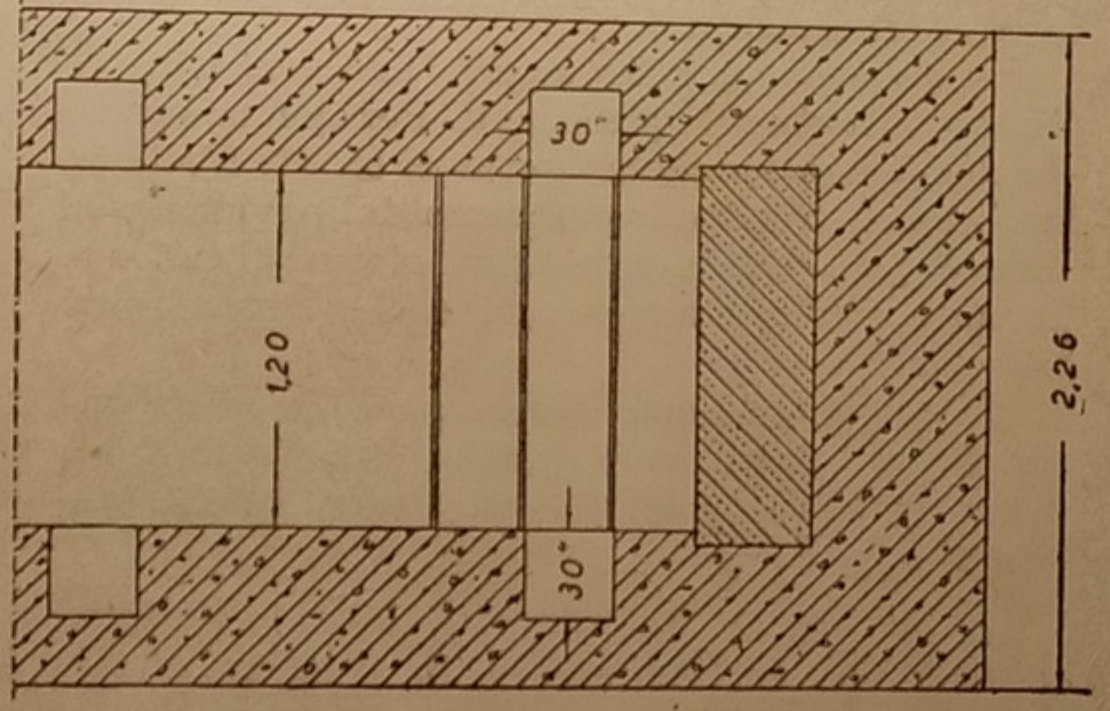


Fig. 76 *d*. — *Fossa a fuoco:* Particolare della sezione orizzontale.

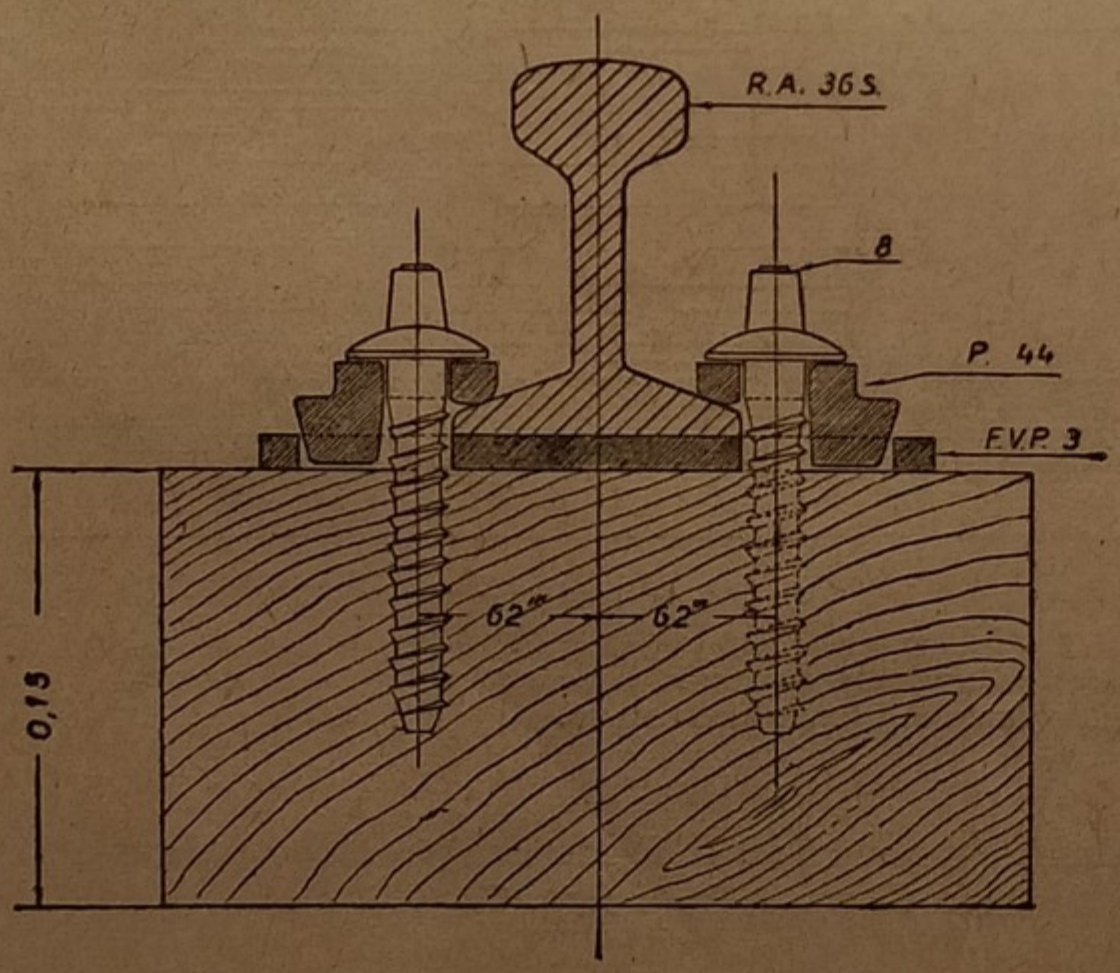


Fig. 76 *e*. — *Fossa a fuoco:* Particolare appoggio rotaia.

CENNI SUGLI IMPIANTI DELLA TRAZIONE ELETTRICA

Rimessa per autotreni veloci. — Le figure 77-*a-b-c-d* rappresentano il prospetto, la pianta, il fianco e la sezione trasversale di una moderna rimessa destinata a ricovero e alla riparazione di *autotreni veloci*, entrati recentemente in servizio nelle Ferrovie Italiane.

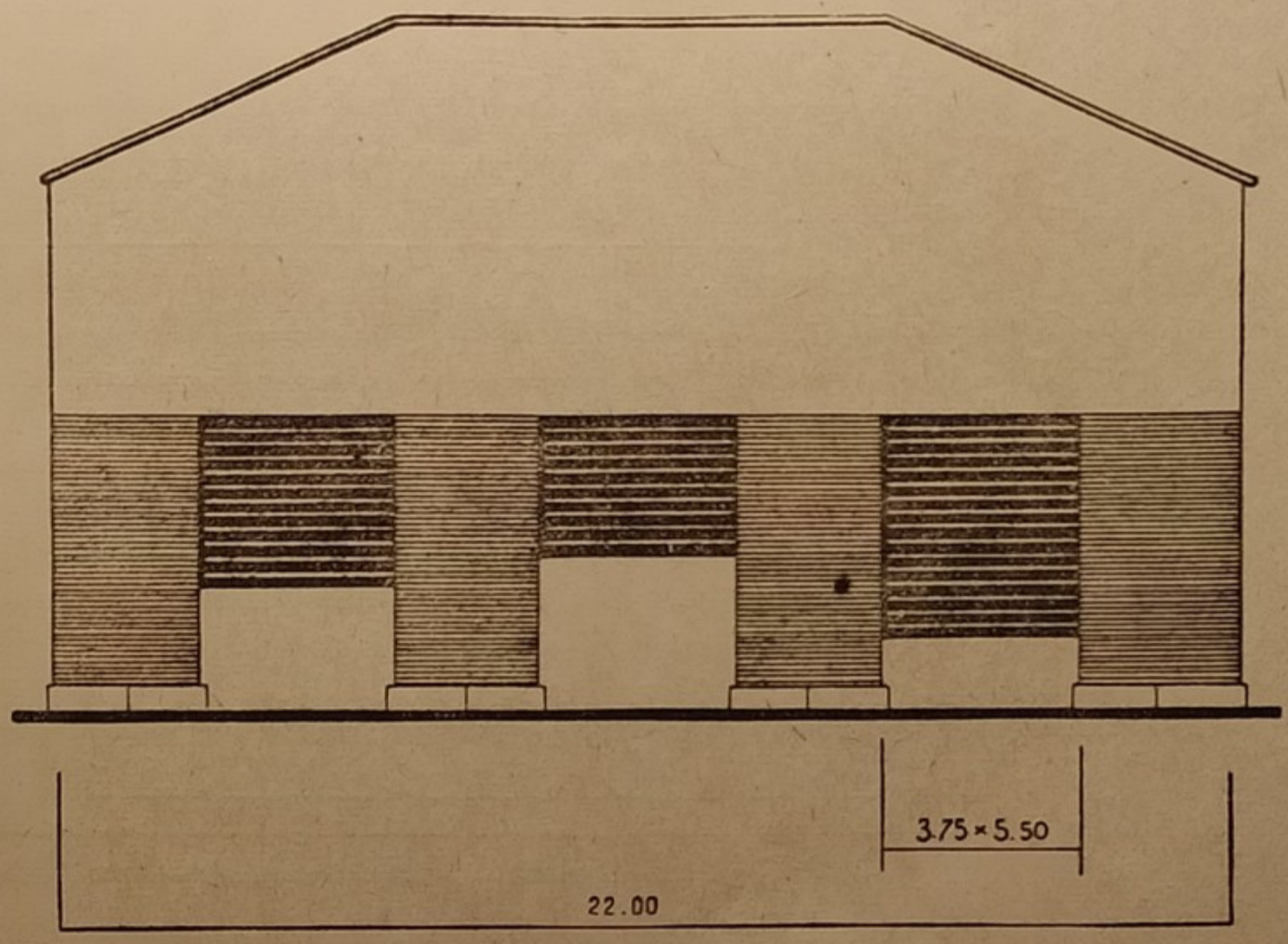


Fig. 77 *a*. — Prospetto di una *Rimessa* per *autotreni veloci*.

La rimessa, con muri perimetrali in muratura di mattoni (vedi fig. 77-*b*), ha la lunghezza di ~ m. 75, sufficiente per contenere l'autotreno completo, e la larghezza di ~ m. 22. In essa sono sistemati tre binari: i due laterali con *fosse di visita* profonde metri 1,30 circa ed estese per quasi tutta la loro lunghezza, debbono servire essenzialmente per lo stazionamento degli autotreni; quello di mezzo invece, è destinato alle riparazioni ed è servito da una *gru scorrevole a cavalletto* per il sollevamento dei veicoli allo scopo di ricavare i carrelli da sottoporre alle necessarie revisioni e riparazioni.

La copertura della rimessa è portata da incavallature in ferro (vedi fig. 77-*d*) poggianti su pilastri in muratura, distanti m. 5 l'uno dall'altro. Le incavallature sono collegate fra loro mediante *controventature* ed arcarecci pure metallici. La copertura è costituita da tavellato sistema *Perret* e da soprastante tegolato.

Nell'intento però di ottenere la massima luminosità all'interno della rimessa, oltre ai grandi finestroni aperti in ogni specchiatura dei muri perimetrali, si è ritenuto d'impiantare nella parte centrale del colmo della copertura e per la estensione di circa m. 4 di entrambe le falde, un lucernario a *vetri retinati* portati da ferri portavetri di tipo speciale brevettato. Detti ferri portavetri sono costi-

tuiti da un ferro a forma di ⊥, sagomato speciale, rivestito con una duplice guaina di piombo munita di alette, pure di piombo, che assicurano la perfetta tenuta del lucernario dalle intemperie e dalle piogge di qualsiasi entità. Infine la rimessa è dotata di un *impianto di riscaldamento autonomo* con sufficiente numero di *aerotermi*, razionalmente distribuiti lungo i quattro muri perimetrali.

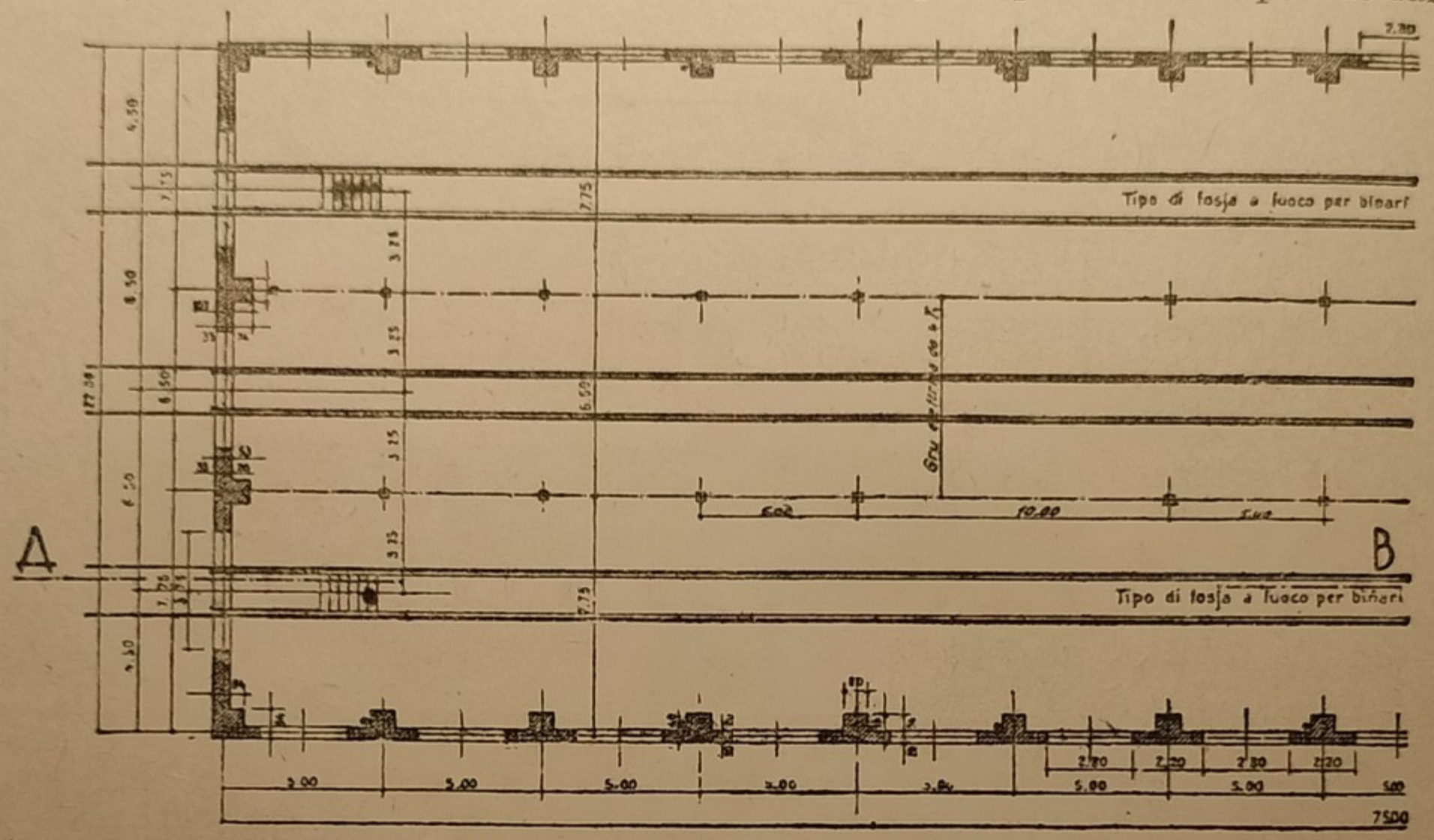


Fig. 77 *b*. — Parte di pianta di una *Rimessa per autotreni veloci*.

Cenni sull'elettrificazione delle ferrovie. — L'Italia ha già iniziato da diversi anni l'elettrificazione delle sue ferrovie, per sfruttare le sue risorse naturali di energie idrauliche di cui è ricca.

Per l'elettrificazione di una linea ferroviaria sono necessari impianti diversi: da quelli per la produzione della energia elettrica ad alto potenziale, sino a quelli per la utilizzazione della energia stessa per il movimento dei treni.

Gli impianti di produzione della energia elettrica ad alto potenziale sono costituiti dalle *centrali* dotate essenzialmente di potenti *alternatori* azionati da *turbine* ad acqua proveniente, attraverso *condotte forzate*, da laghi alpini opportunamente sistemati, oppure da *dighe di ritenuta* appositamente costruite. Le condotte forzate, dalla diga fino alla centrale, hanno diametro diverso, a seconda della loro portata, e cioè da poche decine di centimetri sino a circa metri uno. Mediante un *salto*, che può essere di poche decine o di qualche centinaio di metri, corrispondente alla differenza di livello del fondo della diga rispetto al piano

tenuta del lucernario dalle intemperie e dalle piogge di qualsiasi entità. Infine la rimessa è dotata di un *impianto di risculdamento autonomo* con sufficiente numero di *aerotermi*, razionalmente distribuiti lungo i quattro muri perimetrali.

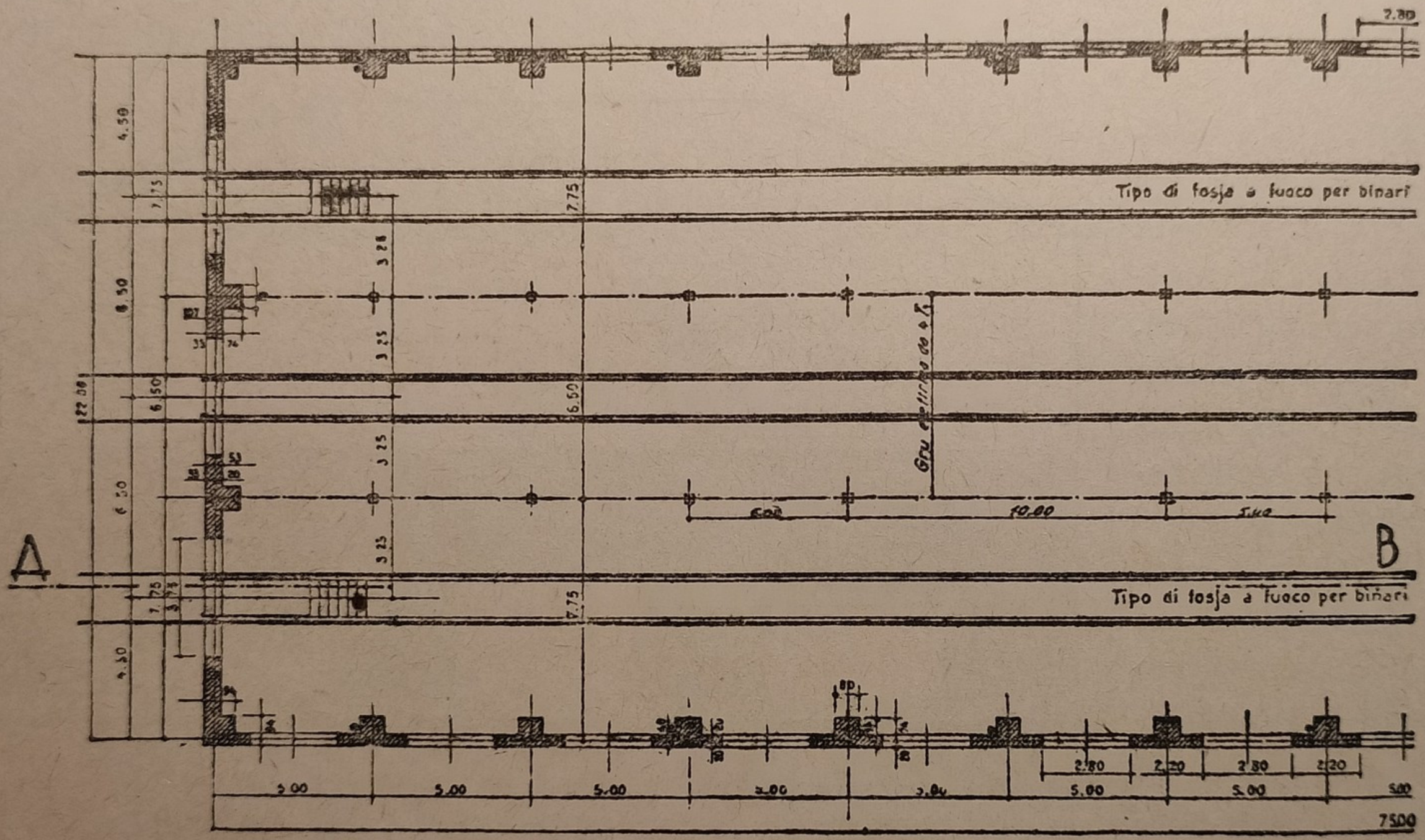


Fig. 77 b. — **Parte di pianta di una *Rimessa per autotreni veloci*.**

Cenni sull'elettrificazione delle ferrovie. — L'Italia ha già iniziato da diversi anni l'elettrificazione delle sue ferrovie, per sfruttare le sue risorse

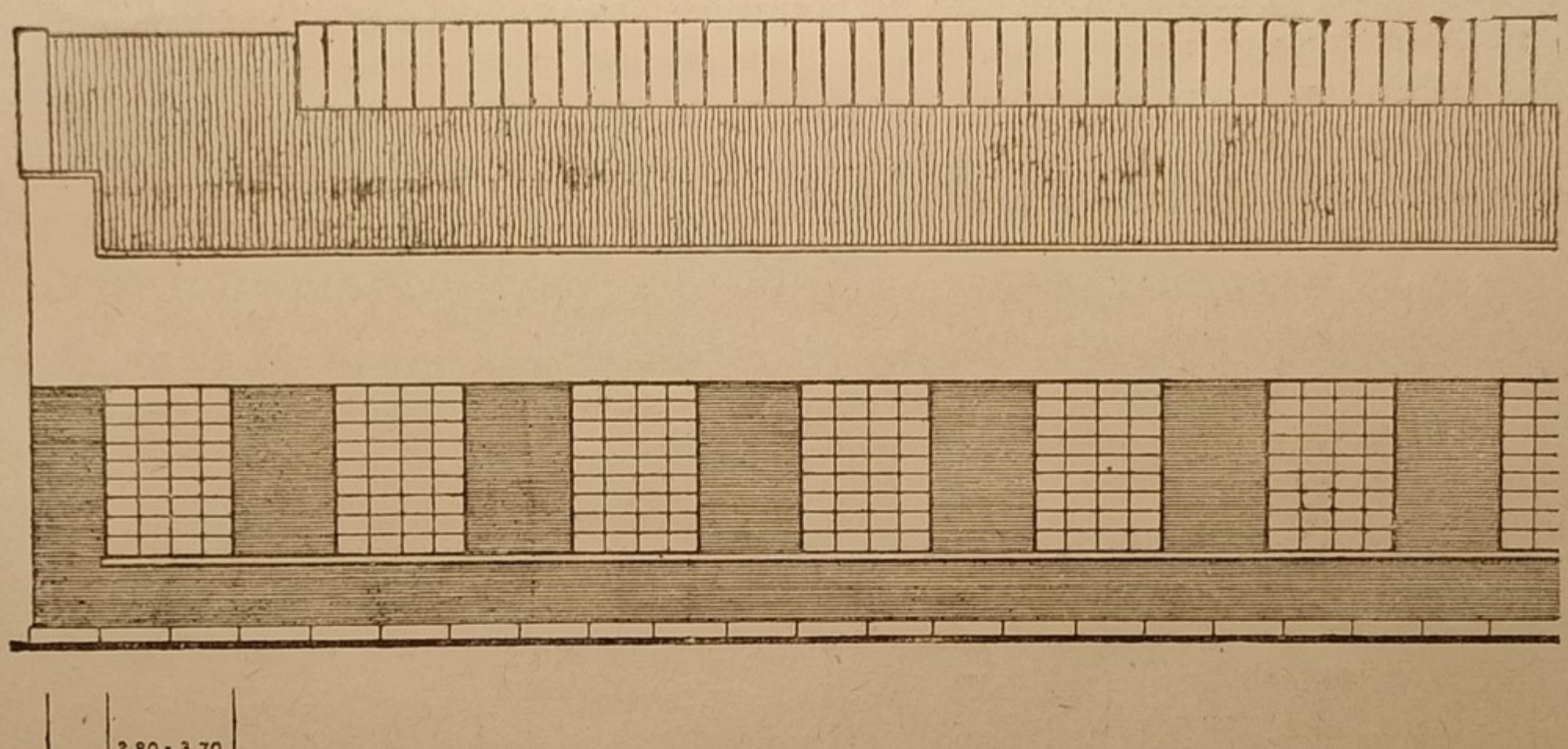


Fig. 77 *c*. — Parte del fianco di una Rimessa per *autotreni veloci*.

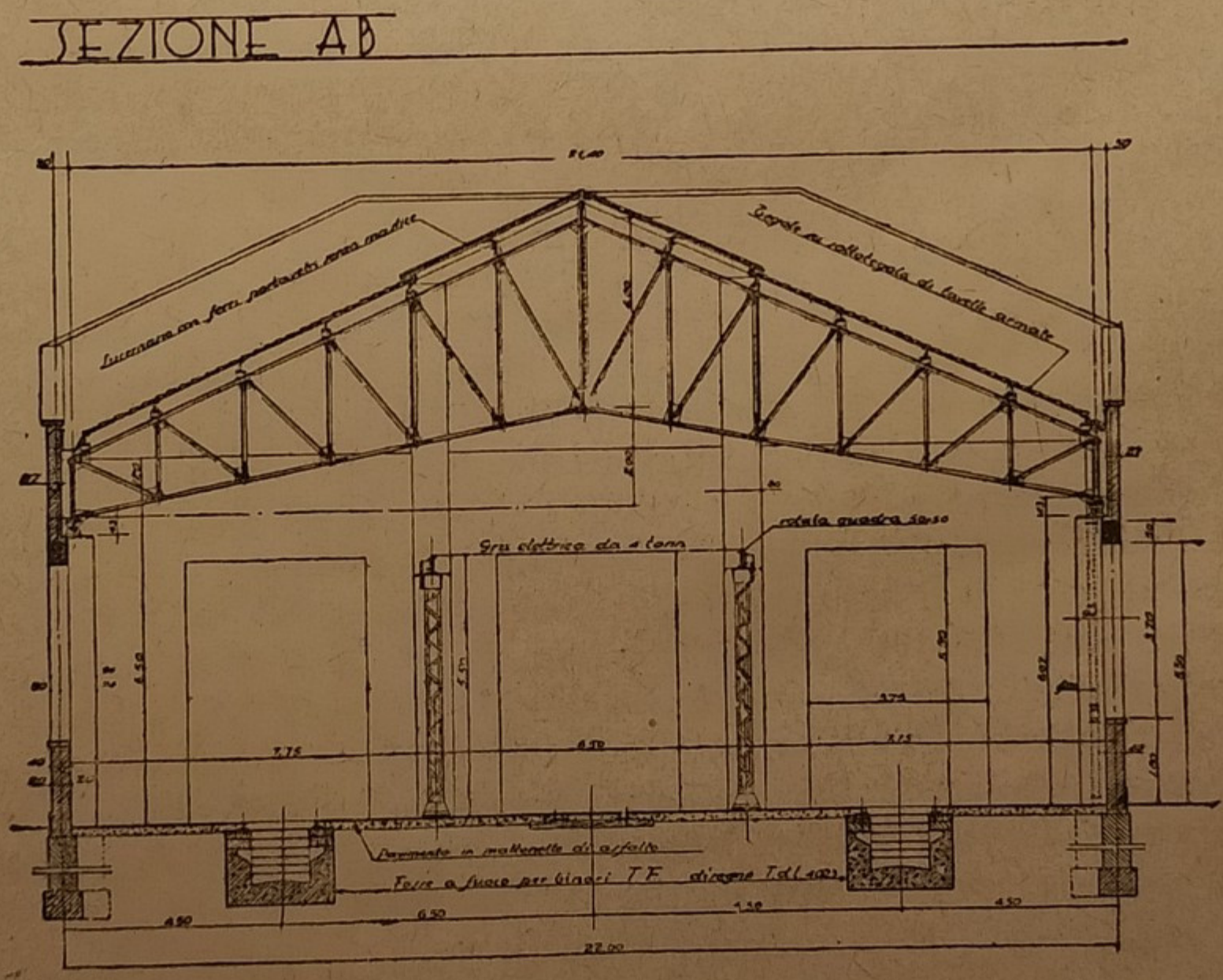


Fig. 77 *d*.

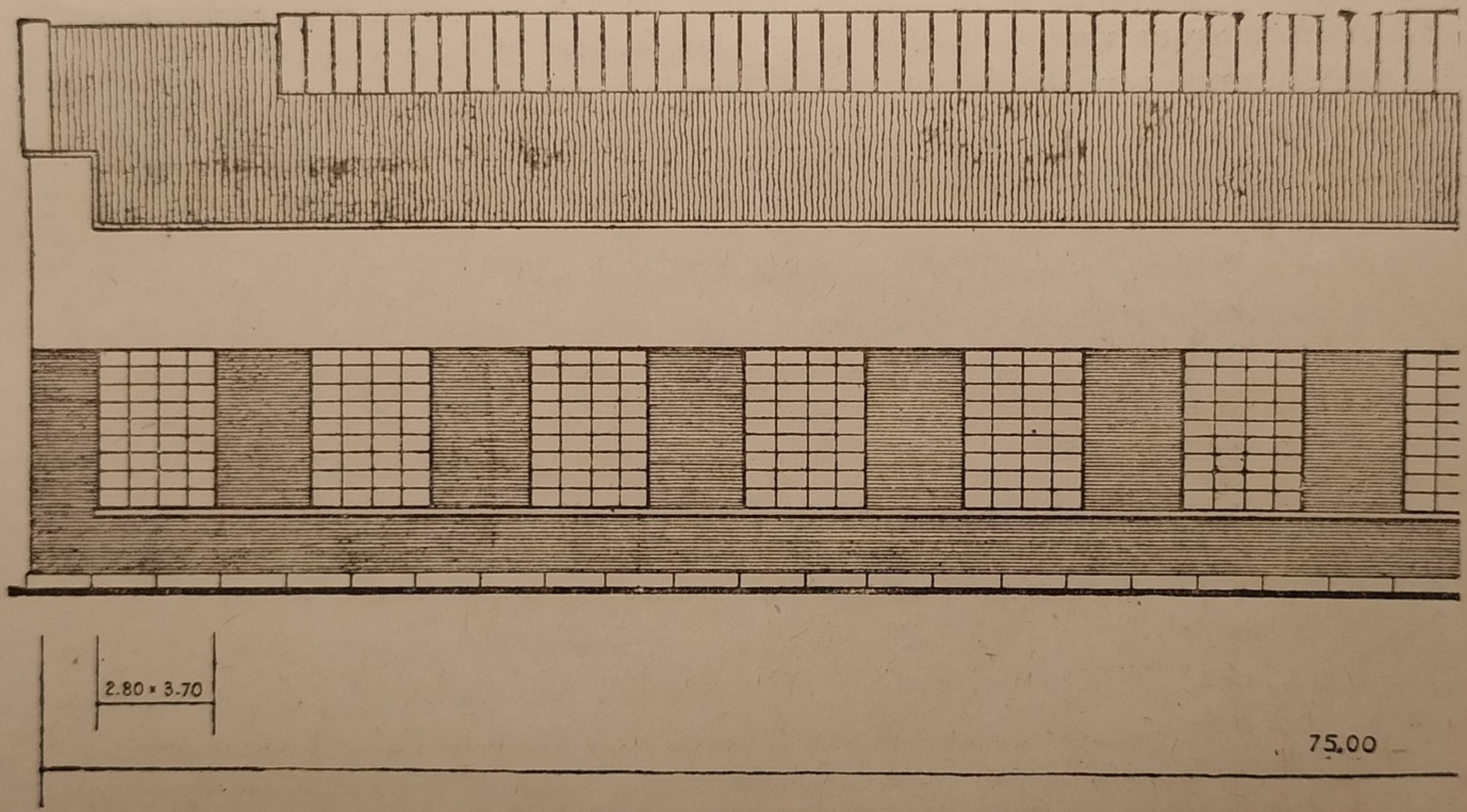
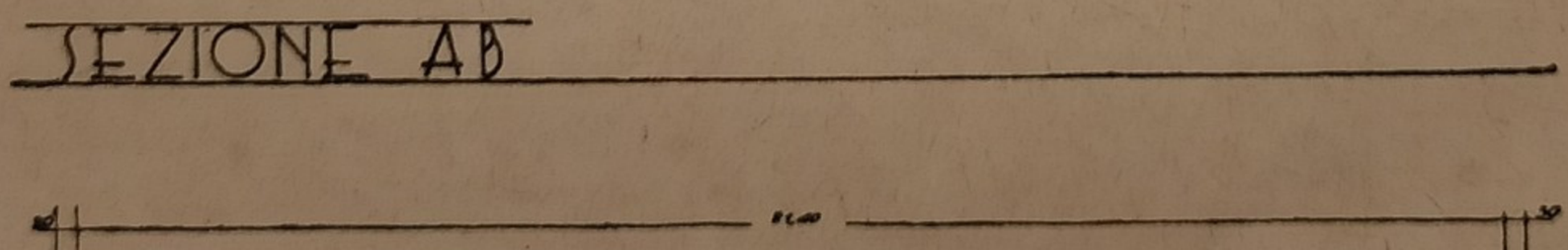


Fig. 77 *c*. — Parte del fianco di una Rimessa per *autotreni veloci*.



75.00

Fig. 77 c. — Parte del fianco di una Rimessa per *autotreni veloci*.

SEZIONE AB

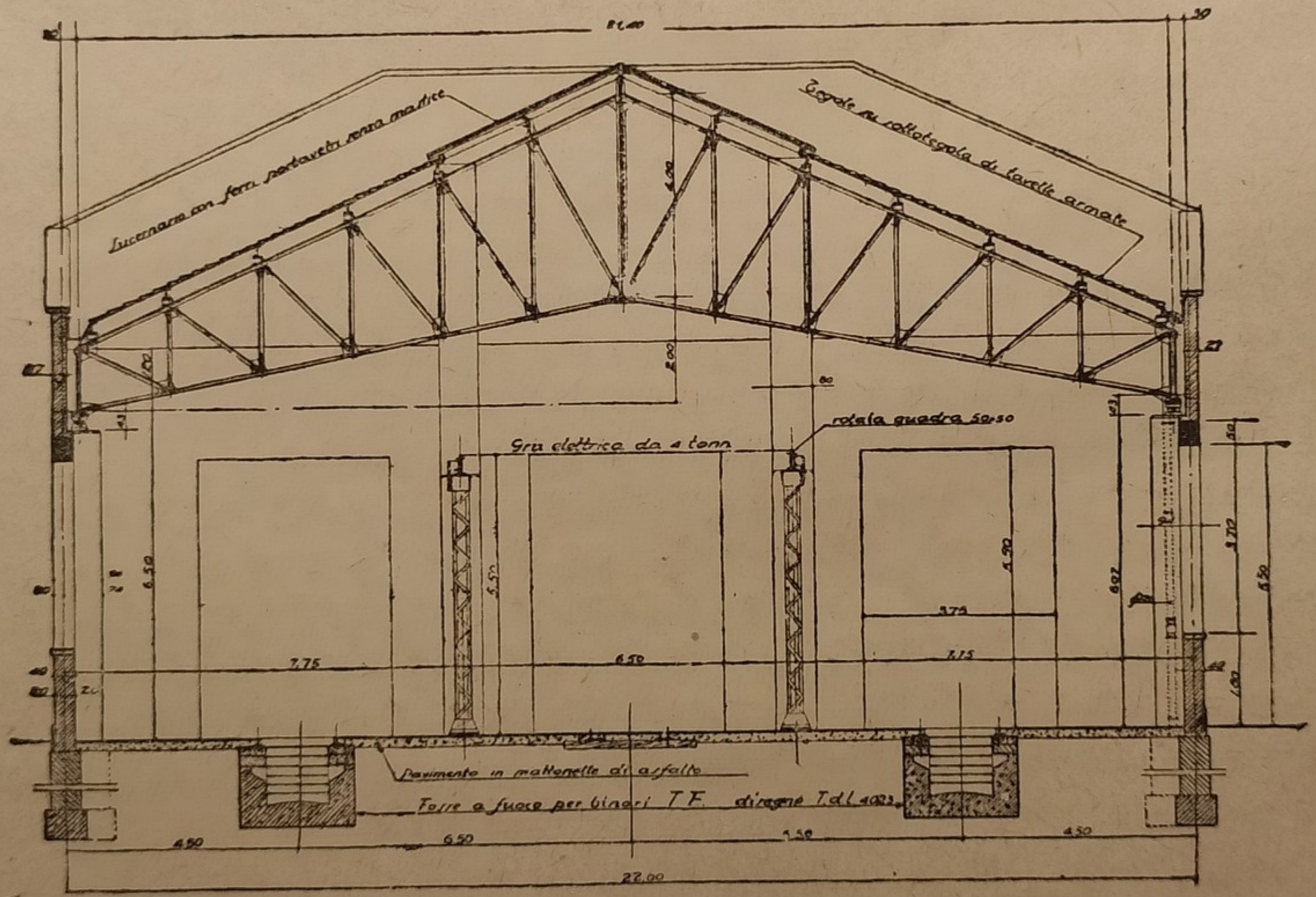


Fig. 77 d.

della centrale, l'acqua fa funzionare le turbine. Per piccoli salti di poche decine di metri vengono usate le *turbine a rotazione veloce;* per i salti maggiori, invece, le turbine sono a rotazione più lenta. Al primo gruppo appartengono le *turbine Kaplan* e *Francis a reazione;* al secondo gruppo appartengono le *ruote Pelton.*

L'energia elettrica così prodotta alla *tensione* di 6000 ÷ 7000 *Volta*, viene trasformata nella stessa centrale alla tensione non minore di 60.000 *Volta* e quindi convogliata mediante linee elettriche *primarie* verso la pianura sino alle cosidette *sottostazioni elettriche*, dove la *corrente alternata trifase* viene nuovamente trasformata alla tensione di esercizio di 3600 *Volta*. Qualora però le linee elettriche di contatto debbano essere a *corrente continua*, le sottostazioni sono dotate di *raddrizzatori a vapori di mercurio* per la conversione della corrente alternata, proveniente dalle linee primarie, in corrente continua.

Le sottostazioni sono costruite lungo la linea ferroviaria da elettrificare, alla distanza media di Km. 25 l'una dall'altra, e sono più ravvicinate nei tratti di maggior traffico ferroviario allo scopo di evitare abbassamenti troppo forti di tensione, specialmente nei *periodi di punta* del movimento dei treni. La corrente così ottenuta alla tensione di esercizio di 2000 o di 3600 *Volta* viene lanciata e immessa, mediante linee secondarie, nelle *condutture elettriche di contatto* impiantate a circa m. 5,50 di altezza sul piano del ferro e a distanza di cm. 90 fra loro. I due fili o le due coppie di fili portano *due fasi* della corrente trifase; la *terza fase* viene portata dalle rotaie del binario.

La linea elettrica di contatto per corrente continua è invece costituita da uno o due fili, a seconda dell'intensità del fraffico ferroviario, disposta in asse al binario, alla stessa quota di m. 5,50 sul piano del ferro.

I *fili di rame* delle linee di contatto hanno il diametro di mm. 11 e sezione conformata in modo tale da facilitare la loro tenuta fra i *morsetti* fissati agli *isolatori* di porcellana, i quali, a loro volta, sono portati da *mensole* fissate a conveniente altezza a *pali tubolari* senza saldature (*mannesmann*) od a *pali a traliccio*. I pali sono fissati a distanza di un paio di metri dalla più vicina rotaia e generalmente a m. 25 l'uno dall'altro nel senso parallelo al binario.

Nelle linee a trazione elettrica il binario richiede una più accurata e frequente manutenzione, perchè i dislivelli fra le due rotaie, che per i treni a vapore possono essere tollerati, nel caso di quelli elettrici possono essere causa di uscita dei *trolley* dalle linee di contatto e di conseguenti gravi guasti alle linee stesse e al *locomotore*.

I *locomotori elettrici* per corrente trifase sono di vario tipo: per *treni merci* hanno una velocità massima limitata a 50 *Km.-ora*, e per treni viaggiatori la velocità massima è di 100 *Km.-ora*. Quelli per corrente continua sono pure di vari tipi a seconda dei treni che debbono trainare: per i treni viaggiatori raggiungono anche la velocità oraria di *Km.* 150 ÷ 160.

b) MANUFATTI STRADALI E FERROVIARI

1. - FONDAZIONI DELLE OPERE D'ARTE STRADALI

Generalità. — Le fondazioni delle opere d'arte stradali, in generale, possono dividersi in *ordinarie* e *idrauliche*. Si chiamano *ordinarie* quando sono eseguite in un terreno libero da acque di soprassuolo ed anche di sottosuolo, che potrebbero ostacolare la regolare esecuzione dei lavori. Si chiamano *idrauliche* quando sono eseguite in terreni coperti da acque oppure in presenza di acque di sottosuolo, che impongono speciali provvedimenti per effettuare i lavori di fondazione. Le fondazioni idrauliche possono poi classificarsi in *idrauliche con prosciugamento* e *senza prosciugamento* dello scavo che dovrà ricevere l'opera di fondazione. Poichè il terreno solido, capace di sopportare con tutta sicurezza il complesso di un'opera d'arte, può trovarsi ad una profondità relativamente piccola dal piano di campagna, in maniera ch'esso si possa raggiungere con un'escavazione generale o parziale economicamente compatibile con l'importanza del progetto da eseguire, allora le fondazioni ordinarie ed idrauliche si chiameranno *dirette*. Se invece il terreno solido non si riscontra a nessuna profondità scandagliata, oppure trovasi a profondità così grande che per raggiungerla si richieda una spesa sproporzionata all'importanza dell'opera d'arte, allora le fondazioni ordinarie ed idrauliche si chiameranno *indirette*. Infine, per i lavori di una certa importanza in presenza di acque, si hanno le fondazioni con *cassoni ad aria compressa*.

Nel seguente prospetto riassumiamo la classificazione dei suddetti metodi di fondazione:

- ***Fondazioni***
  - a) *Ordinarie* — Dirette / Indirette
  - b) *Idrauliche*
    - 1°) *Con prosciugamento* — Dirette / Indirette
    - 2°) *Senza prosciugamento* — Dirette / Indirette
    - 3°) *Ad aria compressa*

a) FONDAZIONI ORDINARIE DIRETTE E INDIRETTE

Premessa. — Abbiamo già parlato (vedi vol. I, pagg. 243-250) della classificazione e resistenza dei terreni di fondazione e delle fondazioni ordinarie dirette. Perciò nei paragrafi seguenti completeremo le nostre nozioni sulle fondazioni ordinarie per quanto esse interessano le opere d'arte stradali, e poi passeremo a parlare delle fondazioni idrauliche.

Esame del terreno. — Per le fondazioni di opere d'arte importanti, come ad esempio i ponti, è indispensabile esplorare direttamente il terreno da fondare per una profondità che sia maggiore dell'altezza della fondazione stessa, affinchè si possa osservare la formazione stratigrafica del terreno attraversato. In tal modo potremo formarci un giudizio della *qualità*, *potenza* od *altezza dello strato solido*, della *permeabilità alle acque d'infiltrazione*, della *resistenza ai carichi* ed alle *azioni fisiche e chimiche dell'aria e dell'acqua* dei vari strati attraversati con l'esplorazione.

I mezzi mediante i quali si può, in generale, eseguire l'esplorazione di un terreno sono:

1°) *l'escavazione;*
2°) *il sondaggio con aste in ferro;*
3°) *il sondaggio con trivelle;*
4°) *l'infissione con pali di prova;*
5°) *il carico del terreno con determinati pesi.*

1°) L'ESCAVAZIONE. — L'escavazione del terreno rappresenta il mezzo più sicuro di osservazione diretta della parte scavata; però non fornisce alcuna indicazione della parte sottostante al vano dello scavo.

Si possono praticare degli scavi a piccola profondità sotto il piano di campagna e in terreni asciutti o quasi, curando di sbadacchiare le pareti dello scavo con assoni verticali trattenuti da riquadri orizzontali, affinchè non avvengano franamenti di terra.

2°) IL SONDAGGIO CON ASTE IN FERRO. — Il sondaggio con aste in ferro si pratica con aste tonde o quadrate, della lunghezza di m. $2 \div 4$ e dello spessore di cm. $3 \div 4$ (vedi fig. 78), terminanti in basso con una punta, mentre la parte superiore è foggiata ad anello che permette d'infilarvi una traversa in legno per far ruotare l'asta su se stessa.

Per maggiori profondità si usano delle aste composte di più pezzi, innestati fra loro a vite. Dal grado di difficoltà che s'incontra nell'approfondire l'asta nel terreno potremo formarci un giudizio della compattezza e resistenza del terreno come base di fondazione. Inoltre potremo verificare se esistano dei vuoti sotto il piano di fondazione, che comprometterebbero la stabilità della futura opera.

Fig. 78. *Barra di sondaggio* a sezione circolare.

3°) Il sondaggio con trivelle. — Il sondaggio mediante trivelle consiste nel far penetrare, per percussione o con movimento di rotazione, delle sonde ad aste piene o ad aste vuote, che sono capaci di estrarre dal suolo il campione di terra corrispondente ad uno strato ben determinato in profondità. La *sonda*, propriamente detta, è la parte inferiore dello strumento che fora il terreno e preleva il campione di terra al momento desiderato. Le *sonde ordinarie* sono costituite da un pezzo di ferro della forma cilindrica, conica, od a spirale, collegato stabilmente all'asta oppure capace di potersi smontare da questa. La sonda si fa penetrare nel terreno a quella profondità voluta; quindi si estrae dal terreno, si pulisce, si rimanda in basso facendola ruotare su se stessa affinchè rimanga attaccato alle sue membrane il campione di terra da esaminare. Vi sono delle sonde capaci di poter perforare superficialmente il terreno, tagliando le zolle e le radici con una specie di coltello d'acciaio terminante a spirale (vedi fig. 79). Altre sonde, invece, sono foggiate a cilindro con una piccola apertura longitudinale, che possono penetrare nel terreno per rotazione (vedi fig. 80). Esse sono indicate specialmente per l'esame di terreni argillosi. Vi sono le *sonde da sabbia* e quelle per *terreni limacciosi*: le prime (vedi fig. 81) constano di una specie di secchio conico che termina con una punta a spirale, mentre le seconde (vedi fig. 82) sono costituite da un cilindro in lamiera della lunghezza di centimetri 30 ÷ 80, aperto in basso da un foro circolare chiuso da una valvola sferica, che può aprirsi nel momento in cui la terra penetra nel cilindro. Dal peso della sonda riempita si può riconoscere il grado di compattezza della terra posta a diverse profondità, purchè non vi sia presenza di troppa acqua. La sabbia che sale nel foro della sonda può ostruire lo spazio vuoto impedendo alla valvola di funzionare. Si può liberare l'apertura della sonda, inviando nel fondo dello scavo dell'acqua sotto pressione attraverso un piccolo tubo. Infine abbiamo le *sonde da roccia*, che generalmente risultano costituite di un pesante scalpello in acciaio (vedi fig. 83), con le superfici taglienti inclinate a 45°. Esse si fanno agire sulla roccia per percussione e per rotazione, nel mentre che nel foro s'invia dell'acqua per raffreddare la sonda. Per i vari tipi di pietra si utilizzano le *sonde*

crociformi (vedi fig. 84) e quelle a *corona* (vedi fig. 85), le quali ultime constano di un insieme di scalpelli convergenti che agiscono sulla roccia con movimento rotatorio continuo.

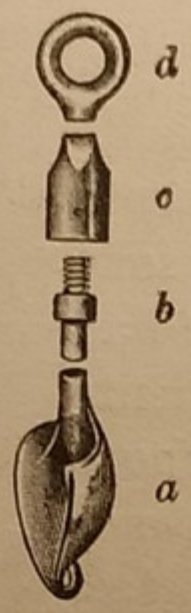


Fig. 79.

Fig. 80.

Fig. 81.

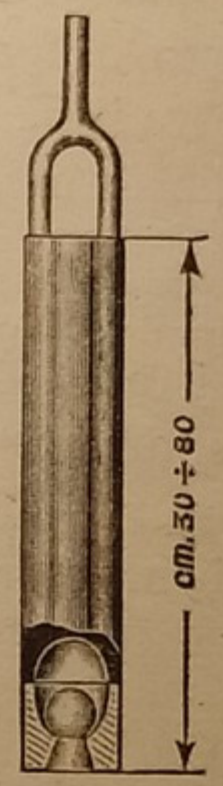


Fig. 82.

Fig. 79. — *Sonda perforatrice* degli strati superiori del terreno. L'asta si compone di varî pezzi, ciascuno della lunghezza di m. 2 ÷ 4, riuniti a vite. *a, coltello d'acciaio* terminato a spirale; *b, c,* aste del diametro di cm. 3 ÷ 4, con vite e madrevite; *d,* occhio in cui s'infila una traversa di legno per far ruotare la sonda e per estrarla dal terreno.

Fig. 80. — *Sonda cilindrica* in lamiera d'acciaio, con piccola apertura longitudinale. È indicata specialmente per terreni argillosi.

Fig. 81. — Sonda per estrarre sabbia, ghiaia o terra dal foro praticato nel terreno con la *punta a spirale.*

Fig. 82. — Sonda a valvola sferica.

4°) L'INFISSIONE CON PALI DI PROVA. — L'infissione con pali di prova ha lo scopo di esplorare il terreno da fondare quando si debba costruire una

Fig. 83. — *Sonda-scalpello* pesante per rocce.

Fig. 84. — Pianta di una *sonda crociforme.*

Fig. 85. — *Sonda a corona* per varî tipi di pietre.

fondazione su palificata. Durante l'infissione dei pali di prova potremo formarci un *giudizio approssimativo* del grado di sicurezza del terreno, dalla difficoltà più o meno grande che i pali stessi incontrano nella penetrazione.

5°) Il carico di prova. — Il carico di prova consiste nel disporre sul terreno da fondare un peso considerevole, cioè maggiore di quello che dovrà sopportare il terreno ad opera d'arte compiuta. Generalmente esso si forma con rotaie in ferro, blocchi di pietre, ecc., e si lascia in sito per un periodo di tempo piuttosto lungo (per es.: 3 ÷ 4 mesi). Dall'osservazione dell'abbassamento e dell'assestamento della superficie del terreno, ci potremo formare un *giudizio generale* dell'assestamento del piano di fondazione, che potrà verificarsi ad opera compiuta.

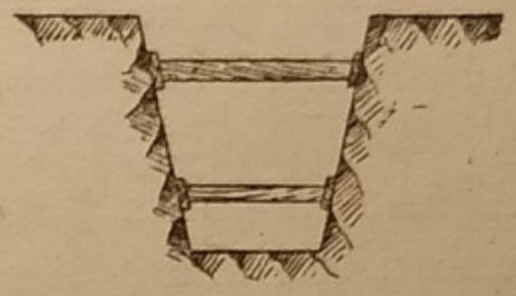


Fig. 86. — Tipo di *sbadacchiatura semplice* per le pareti di uno scavo.

Fondazioni ordinarie dirette. — Queste fondazioni possono eseguirsi immediatamente al disotto dello strato vegetale del terreno, oppure ad una profondità massima di m. 4 ÷ 5 sotto il piano di campagna, quando si debba raggiungere il terreno resistente con uno scavo generale. Si potranno eseguire degli scavi parziali nel caso che il terreno solido si trovi ad una profondità massima di m. 8 ÷ 10. Le pareti dello scavo, occorrendo, saranno rinforzate da adatte sbadacchiature capaci di prevenire qualsiasi franamento di terra. La figura 86 rappresenta un sistema di *sbadacchiatura semplice* delle pareti di uno scavo a fossa, mentre la figura 87 rappresenta un sistema di *sbadacchiatura* più *complessa* da applicarsi per scavi più profondi e in terreni di scarsa compattezza.

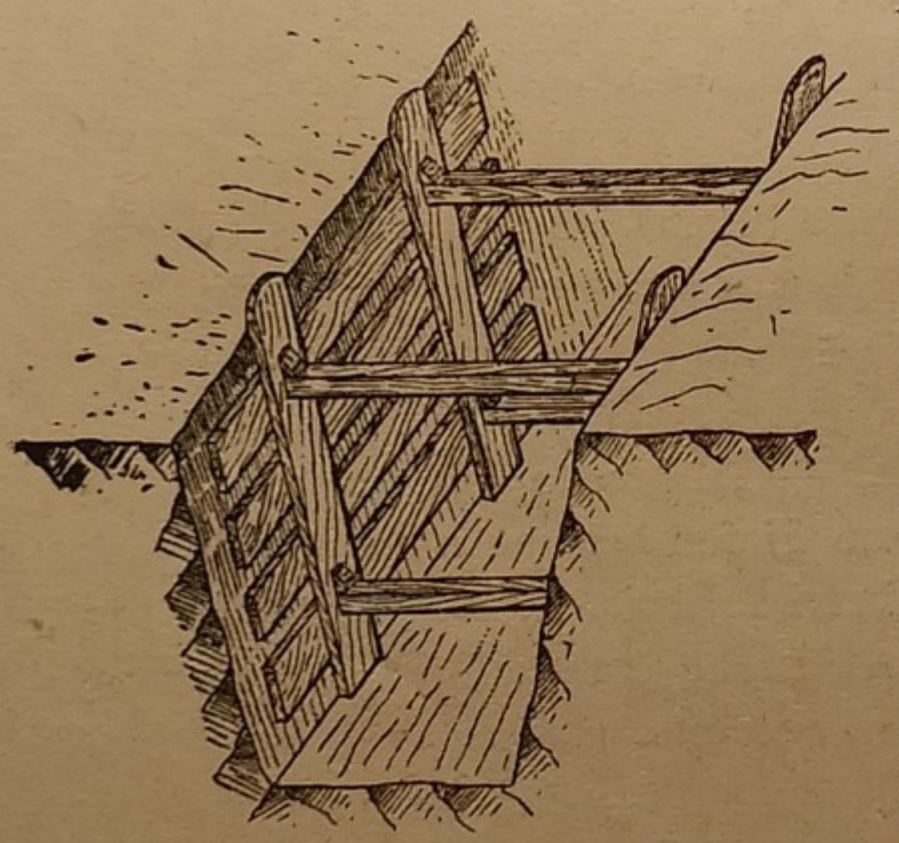


Fig. 87. — Tipo di *sbadacchiatura complessa* per le pareti di uno scavo profondo.

Il terreno resistente può raggiungersi con l'infissione di una serie di *pali* o *colonne*, che si faranno penetrare nel terreno cattivo, o per percussione o per rotazione. Il terreno da attraversare, in ogni caso, dovrà presentare sempre una certa consistenza ed avere un'altezza massima di circa m. 10.

Per i comuni fabbricati che non hanno un peso rilevante, le fondazioni su terreno buono vengono eseguite alla profondità massima di circa m. 3 sotto il piano di campagna (vedi vol. I, pag. 224). Il piano di posa viene raggiunto, o con uno scavo generale, o con scavi parziali limitati all'area utile reale. Per evitare gli effetti del gelo, il piano di fondazione dovrà trovarsi almeno a cm. 50 sotto il piano di campagna.

Si tenga presente che il piano di posa dovrà sempre sistemarsi orizzontal-

mente. Nel caso che la superficie del terreno risulti inclinata, il piano di posa dovrà sistemarsi a gradoni. Trattandosi di terreno roccioso si dovrà rimuovere il cappellaccio di cava, cioè lo strato superiore della roccia che risulta sempre alterato dalle azioni atmosferiche. Se la roccia è stratificata secondo piani paralleli al profilo superiore del terreno in pendio, per evitare un possibile scorrimento del piano di fondazione, si può ricorrere o ad una fondazione secondo un unico piano orizzontale, o saldare la fondazione ai diversi strati di roccia ritagliata a gradini; od, infine, ancorare la muratura agli strati inferiori con barre di ferro a punta biforcata, introdotte in fori praticati nella roccia e saldate e questi con malta di cemento.

Riseghe di fondazione. — Se con K_1 e con K indichiamo rispettivamente il carico di sicurezza del terreno di fondazione e quello della muratura di fondazione, nella ipotesi generale che sia $K_1 < K$, si dovrà provvedere ad ampliare la sezione A della fondazione portandola ad A_1 in modo che si abbia:

$$K_1 \ A_1 = K \cdot A \ ,$$

da cui si ricava:

$$A_1 = A \cdot \frac{K}{K_1} \ .$$

L'ampliamento della sezione A_1 si otterrà a mezzo di opportune *riseghe*. Il rapporto fra la sporgenza x di ogni risega e l'altezza h di questa (vedi pag. 166, vol. I) si terrà praticamente non maggiore di $1 \div 0{,}5$.

Consolidamento del terreno di fondazione. — Abbiamo già parlato (vedi vol. I, pag. 246) del consolidamento del terreno di fondazione a mezzo di *pali di legno* per il caso delle fondazioni degli ordinari fabbricati. Aggiungiamo ora che il consolidamento del terreno può ottenersi anche con *pali in calcestruzzo*, a mezzo del *sistema compressol* e con *iniezioni di cemento*.

PALI IN LEGNO. — I pali stagionati in legno larice, rovere, pino marittimo, ecc., e quelli in calcestruzzo, vengono affondati nel terreno da consolidare con adatto *battipalo* (vedi fig. 88), secondo la distribuzione a *quinconce* (vedi fig. 89), procedendo nell'operazione d'infissione dal perimetro verso il centro dell'area da costipare. Dal rifiuto e ottenuto dopo una serie di colpi o *volata*, potremo risalire a calcolare il carico che potrà sopportare il palo con tutta sicurezza. Ammettendo che l'urto fra maglio e palo sia *perfettamente elastico*, che si perda l'energia cinetica del maglio (conservata dopo l'urto) e che il palo di peso q sotto la caduta di un maglio di peso G (in Kg.) dall'altezza

di H metri, offra sufficiente resistenza senza pericolo di rompersi, la resistenza media p (in Kg.) offerta dal terreno alla infissione, sarà espressa dalla formola seguente:

$$p = \frac{G^2 \cdot q \cdot H}{2\,(G+q)^2 \cdot e}, \qquad (1)$$

dalla quale possiamo ricavare il rifiuto e nella ipotesi che siano note tutte le altre grandezze. Avremo pertanto:

$$e = \frac{G^2 \cdot q \cdot H}{2\,(G+q)^2 \cdot p}. \qquad (2)$$

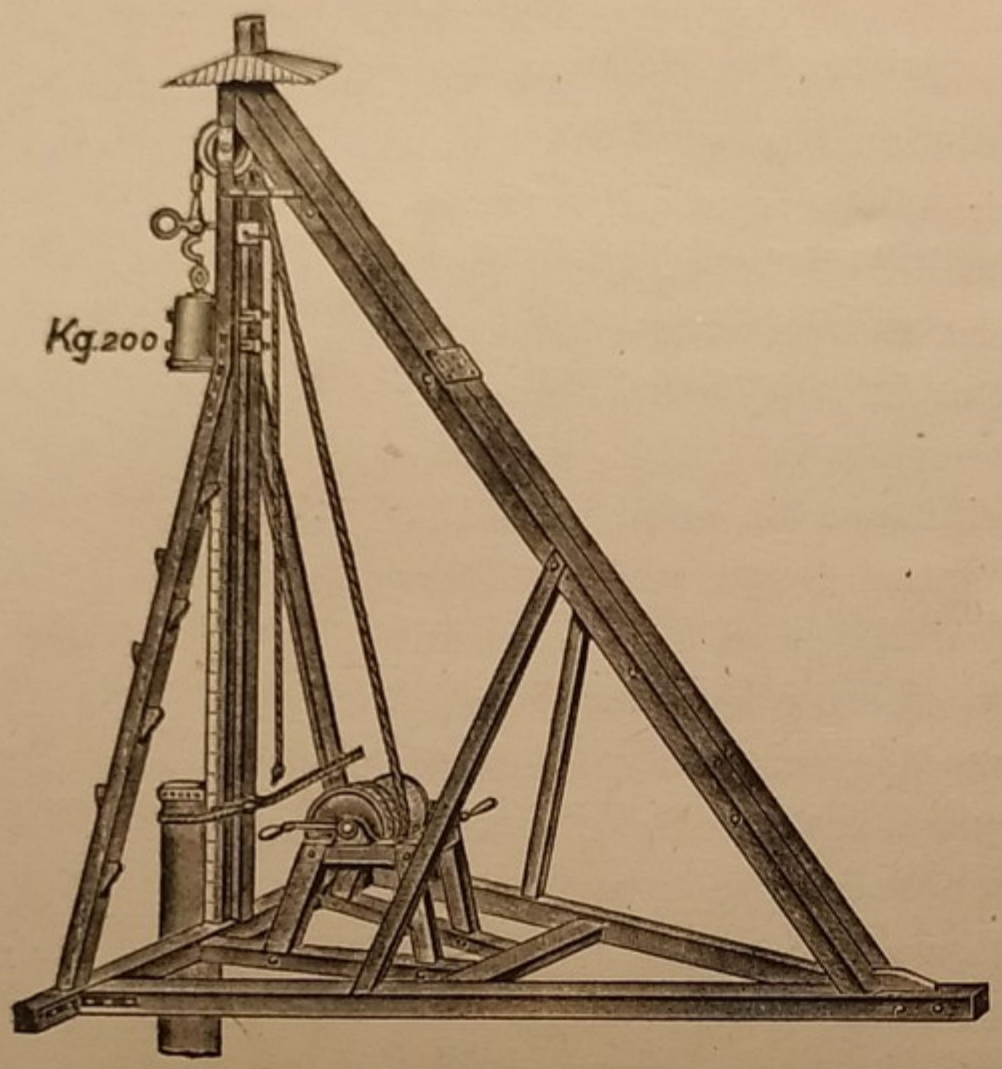


Fig. 88. — Battipalo con verricello mosso a mano.

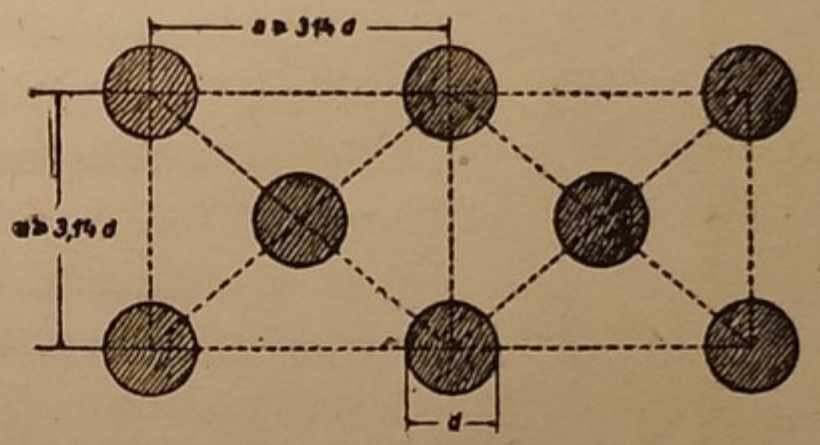


Fig. 89. — Distribuzione dei pali a *quinconce* (la distanza a fra gli assi di due pali non dev'essere minore di 3,14 d, essendo d il diametro del palo).

Esempio. — Calcolare il rifiuto e offerto dalla infissione di pali di larice lunghi m. 5 e del diametro di cm. 24, sotto una volata di 20 colpi prodotti da un maglio di Kg. 200 cadente da m. 1,50 di altezza, nell'ipotesi che il terreno da costipare debba sostenere un carico totale di t. 1.500 e che il carico di sicurezza del legname sia di Kg. 50/cm².

La sezione di ciascun palo del diametro di cm. 24, risulta di cm² 452,4 e la resistenza di ciascun palo sarà di $50 \times 452{,}4 =$ Kg. 22.620.

In totale occorreranno pali:

$$\frac{1.500.000}{22.620} = \text{n. 67 (in cifra tonda).}$$

Ogni palo peserà: $q = (0{,}04524 \times 5) \times 800 = \sim$ Kg. 180.
Applicando la formola (2) ricaviamo:

$$e = \frac{G^2 \cdot q \cdot H}{2\,(G+q)^2 \cdot p} = \frac{\overline{200}^2 \cdot 180 \cdot 1{,}50}{2\,(200+180)^2 \cdot 22.620} = \sim \text{m. } 0{,}0017.$$

Sicchè sotto l'azione di 20 colpi ogni palo non dovrebbe affondare più di $20 \times 1{,}7 =$ mm. 34.

Il diametro d (in metri) di un palo, quando sia nota la sua lunghezza l (massimo $l = 9$, vedi vol. I, pag. 86), viene dedotto a mezzo la seguente formula empirica:

$$d = 0{,}15 + 0{,}02\,l\,.$$

In ogni caso il diametro d di ciascun palo non dovrà essere mai minore di *cm. 18.*

Pali in cemento armato. — Nelle costruzioni moderne ai pali in legno si sostituiscono spesso i pali in *cemento armato*. Il tipo più comunemente adottato ha una armatura longitudinale formata da quattro tondini del diametro di cm. $2 \div 3$, con legature trasversali in tondino di ferro. Ogni palo termina con una puntazza per facilitare la sua infissione nel terreno, mentre la tèsta del palo si protegge con adatta cuffia ed un tampone di legno al momento stesso della sua battitura. Il calcestruzzo di cemento, di cui è formato il palo, riveste la sola armatura metallica, mentre il palo stesso nella sua parte centrale generalmente presenta un foro cilindrico che viene riempito di cemento molto liquido dopo avvenuta l'infissione nel terreno.

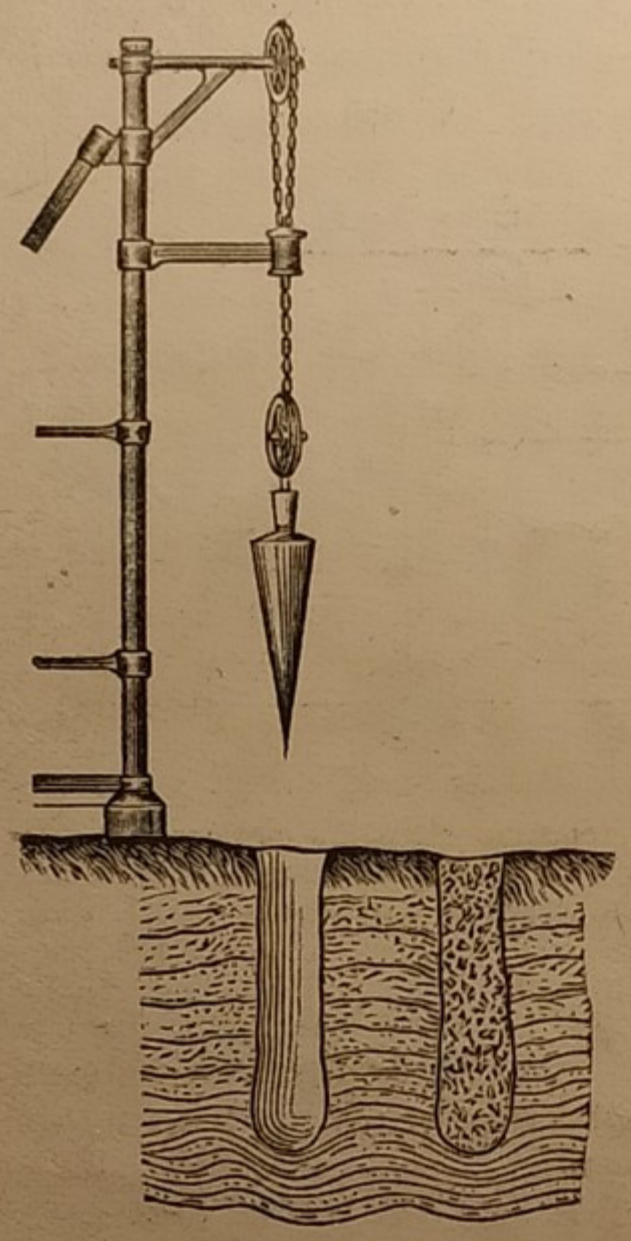


Fig. 90. — Il *maglio perforatore* viene fatto cadere da una certa altezza mediante un *verricello a motore*, munito di *scatto automatico* che periodicamente lascia cadere e riafferra il perforatore a mezzo di un dispositivo.

Fig. 90 *a*. — *Maglio perforatore* a punta di acciaio acuminata.

Fig. 90 *b*. — *Maglio di compressione e di prova*, per la prova dell'abbassamento del pilastro gettato, sotto l'azione di una serie di colpi.

Fig. 90 *c*. — *Maglio borratore* per comprimere il materiale lapideo nel fondo dello scavo.

Sistema Compressol. — Quando si vuole costipare fortemente un'area, si possono scavare in punti opportuni di essa dei pozzi profondi mediante la caduta libera di un maglio (vedi fig. 90-*a*) del peso di circa t. 2, cadente dall'altezza di circa m. 15 (vedi fig. 90). Il fondo del pozzo viene poi costipato con la caduta di un maglio avente la forma della figura 90-*b*, e quindi il pozzo viene riempito a strati di ciottoli, comprimendoli con un maglio avente la forma della fig. 90-*c*.

Iniezioni di cemento. — Il costipamento di un terreno si può ottenere praticandovi delle iniezioni di cemento con tubi in ferro che presentano verso le loro estremità dei fori lungo le pareti. Detti tubi si affondano nel terreno a mezzo di trivellazioni, e una volta che essi siano stati ripuliti con

getti di acqua sotto pressione, vengono innestati ad opportuni *iniettori* di malta di cemento. Durante l'operazione di iniezione i tubi vengono sollevati a tratti in maniera che il terreno possa essere iniettato di cemento a strati.

Qualche volta i tubi presentano le pareti interamente bucherellate ed allora in ogni tubo viene introdotto un altro tubo che è aperto soltanto alle estremità, in maniera che possa scoprire a tratti i fori del primo tubo onde permettere di costipare a strati il terreno circostante, iniettandovi della malta di cemento, come è stato detto prima.

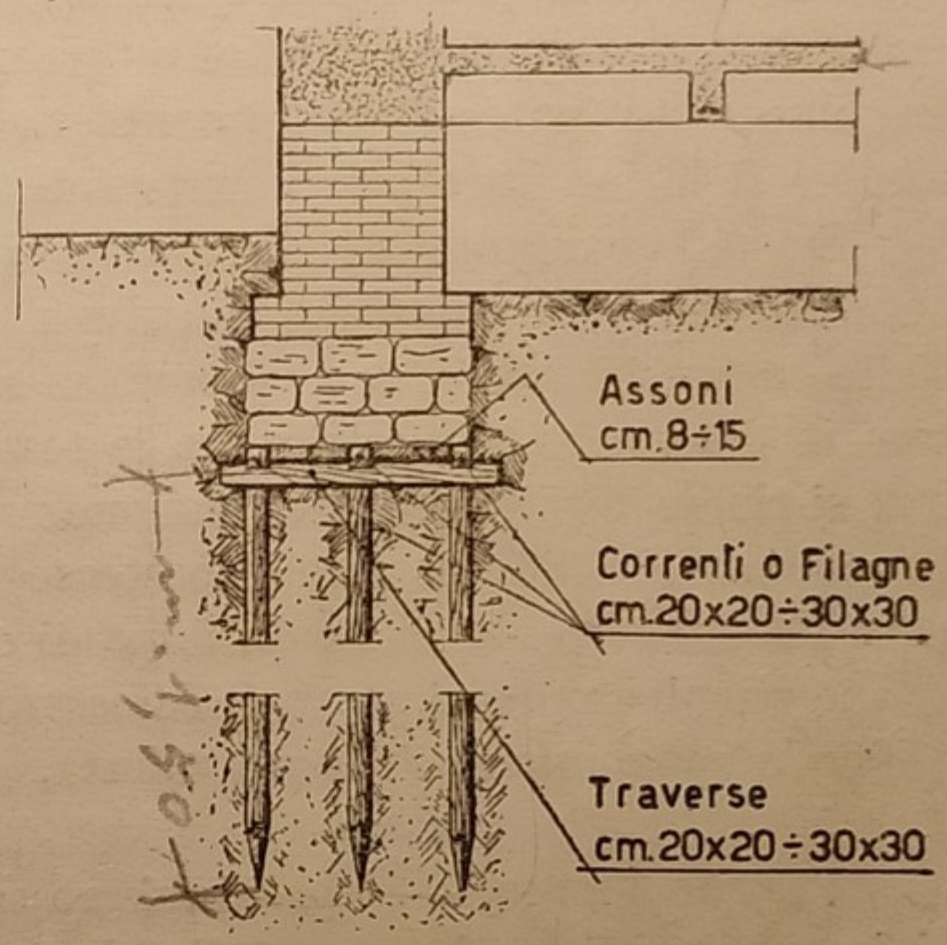


Fig. 91. — Fondazione su *zatterone* in legno.

Fondazioni su palafitte di sostegno. — Le palafitte di sostegno sono quelle che *sorreggono la fondazione* a mezzo di *pali in legno*, qualche volta in *ferro*, oppure in *cemento armato*, infissi nel terreno.

PALI IN LEGNO. — I pali in legno sono indicati quando il terreno resistente si trovi ad una profondità non maggiore di m. 6 ÷ 8. Essi sono di essenza resinosa ed hanno la sezione circolare. La loro estremità inferiore si munisce di una puntazza in ferro, mentre la loro testa viene protetta da una ghiera metallica, affinchè il palo non possa fendersi sotto i colpi del maglio durante la sua infissione nel terreno.

Praticamente si conficca un palo ogni m² 0,80 ÷ 1,20 di superficie di terreno e a seconda dell'entità del carico. Nell'infissione dei pali l'operazione di battitura s'inizia dal centro dell'area, procedendo verso la periferia, affinchè s'incontri minore resistenza nella penetrazione.

Una volta che i pali siano stati infissi nel terreno, si recideranno le loro teste allo stesso livello, ricuperando così le ghiere metalliche. Sopra i pali si potrà costruire uno *zatterone* in legno (vedi fig. 91) formato di travi incrociate tra di loro ad angolo retto, comprendenti i *traversi*, cioè le travi poggianti sulle teste dei pali, nel senso della larghezza dell'opera muraria, ed assicurati ai pali stessi con caviglie od opportuni intagli, e le *filagne*, cioè le travi disposte nel senso della lunghezza dell'opera muraria e fermate sui traversi con opportuni intagli praticati in quest'ultimi. Fra le filagne si dispone un tavolato formato di *assoni*. Gli spazi fra le travi dello zatterone si riempiono di pietrame o di

calcestruzzo. Le dimensioni ordinarie dei traversi, delle filagne (o correnti) e degli assoni sono quelle riportate nella figura 91. Gli intagli da praticarsi nei traversi per sovrapporvi le filagne, dovranno essere profondi almeno cm. 5. Quando gli zatteroni s'impiegano in terreni acquitrinosi, il legname dovrà iniettarsi di sostanze preservative affinchè non imputridisca, specialmente in presenza di acque ricche di sostanze organiche. Si può utilizzare l'ontano che è il legname meno putrescibile al contatto dell'acqua, oppure (come si fa ordinariamente) il larice preventivamente iniettato di creosoto.

Se per la natura del sottosuolo vi è pericolo di scorrimento laterale, sarà bene circondare lo zatterone con una cintura continua formata di pali ed assipali. Nelle costruzioni odierne si preferisce sostituire allo zatterone in legno una gettata in calcestruzzo eseguita fra le teste dei pali infissi nel terreno. In tal caso non si richiede più una distribuzione regolare dei pali affondati nel terreno, nè la recisione delle loro teste allo stesso livello. Con tale sistema si dovrà costipare bene il terreno fra i pali, dopo di che si farà una gettata di ghiaia o di pietrame per distendervi sopra il calcestruzzo, a strati di cm. 25 ÷ 30 di spessore e sino a raggiungere l'altezza voluta.

PALI IN FERRO. — I pali in ferro sostituiscono talvolta i pali in legno, specialmente nei terreni esposti alle alternanze di secco ed umido, nei terreni sabbiosi ed in quelli eterogenei in cui riesce difficile, se non impossibile, l'affondamento dei pali in legno.

I pali in ferro possono essere *a disco*, *a punta* o *a vite*. Quelli a disco sono formati da un tubo che porta inferiormente un disco metallico. Il loro affondamento nel terreno si ottiene inviando attraverso il vuoto del palo dell'acqua sotto pressione che smuoverà il terreno sotto il disco. I pali a punta sono formati di colonne piene in ferro, del diametro di cm. 12 ÷ 18, oppure di colonne cave in acciaio colato, del diametro esterno di circa cm. 25 ed interno di cm. 18, che vengono affondati per battitura.

I pali a vite possono essere pieni o cavi, e vengono affondati nel terreno con movimento rotatorio. L'inclinazione, la sporgenza dell'elica ed il numero dei giri di questa dipendono dalla qualità del terreno da attraversare.

PALI IN CEMENTO ARMATO. — I pali in cemento armato sono oggidì frequentemente usati, sia per poter raggiungere con essi maggiori profondità, sia per poter sostenere maggiori carichi che non potrebbero sopportare i comuni pali in legno. I pali in cemento armato sono dunque dei veri e propri *pilastri portanti*. Essi possono prepararsi fuori opera e quindi vengono infissi nel terreno; oppure possono costruirsi direttamente in sito. La loro sezione trasversale può essere

esagonale, ottagonale (vedi fig. 92) e qualche volta quadrata. L'armatura principale longitudinale può risultare formata da tondini in ferro del diametro di mm. 14 ÷ 18, disposti presso il perimetro; oppure da un'armatura trasversale a forma di spirale (pilastri tipo Considère, vedi vol. I, pag. 224) del diametro

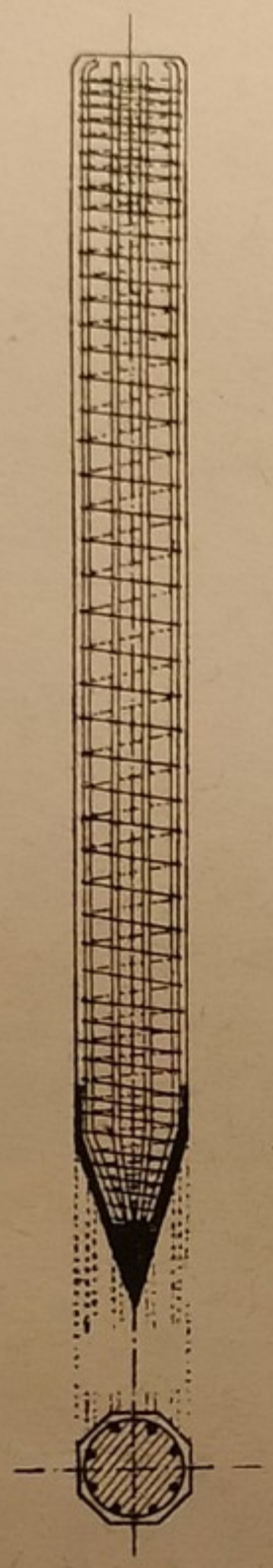


Fig. 92.

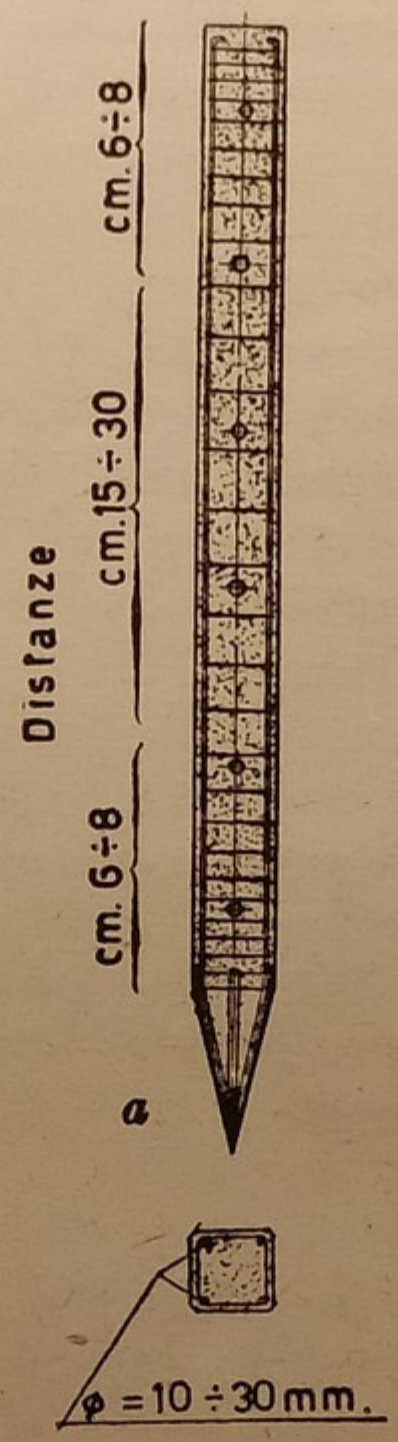


Fig. 93.

a, Palo tipo *Hennebique*; *b*, Particolare della punta del palo.

di mm. 8 ÷ 14, con passo di circa cm. 4 verso la punta e verso la testa del palo e di cm. 20 ÷ 40 lungo la parte centrale del palo. Questi pali si preparano gettando il calcestruzzo (Kg. 350 ÷ 600 di cemento per ogni m^3) in casseforme dove sono stati già collocati la spirale ed i tondini longitudinali, i quali ultimi sono fissati alla spirale con legacci in ferro ad ogni 2 ÷ 3 giri della spirale stessa. Dopo una stagionatura prolungata di almeno cinquanta giorni, i pali vengono infissi nel terreno a mezzo di magli pesanti Kg. 1000 ÷ 5000, cadenti da una altezza di m. 1 ÷ 2.

I pali in cemento armato costruiti in cantiere e da utilizzarsi per i lavori comuni, hanno generalmente la sezione quadrata o circolare, con lato o con diametro non minore di 1/20 della lunghezza del palo stesso. L'armatura longitudinale può essere doppia o tripla di quella corrispondente ai comuni pilastri in cemento armato di eguale sezione (la quale, come sappiamo, è almeno dell'1 % per i pilastri di sezione quadrata di cm. 40 di lato, vedi vol. I, pag. 221). L'armatura trasversale è preferibilmente disposta a spirale. Si usano i calcestruzzi di alta resistenza alla compressione, utilizzando anche i cementi fusi quando si ha urgenza di costruire. Il calcestruzzo dev'essere pilonato meccanicamente e la stagionatura dei pali deve farsi possibilmente in ambiente caldo ed umido.

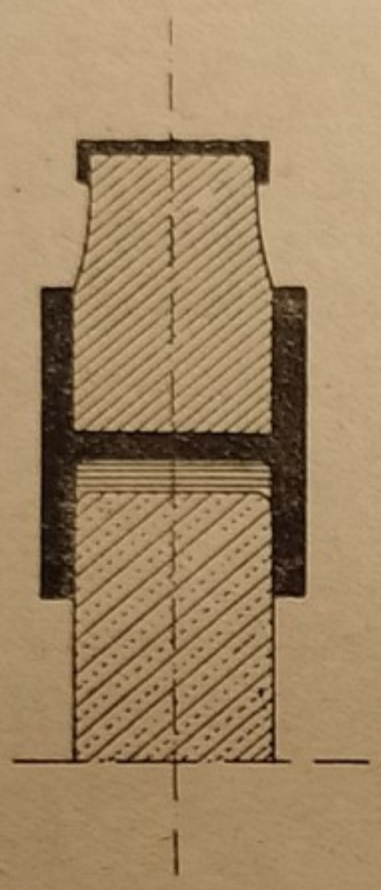


Fig. 94. — *Protezione della testa di un palo in calcestruzzo.* La parte alta in nero è la *ghiera metallica*; la parte tratteggiata sotto la ghiera è *legno duro*. L'unione della protezione in legno duro con la testa del palo in calcestruzzo (disegnata in nero) è di *acciaio fuso*. Fra la testa del palo e la sua protezione vi è una *materia plastica* (juta, piombo o legno dolce).

I tipi di pali più usati nei lavori comuni sono quelli *Hennebique*, con sezione generalmente quadrata di cm. 25 ÷ 35 di lato, con armatura longitudinale formata di quattro grossi tondini (vedi fig. 93); i pali *Considère*, i pali *Avati*, con armatura metallica di speciale sezione, a rilievi diagonali, ed i pali *Coignet*. Sono anche molto usati i *pali centrifugati*, che in Italia vengono costruiti da diverse ditte (per es.: dalla *Ditta Scac* di Trento). Questi pali sono più leggeri dei comuni pali in calcestruzzo armato ed inoltre possono facilmente trasportarsi ed affondarsi nel terreno. Quando sono stati

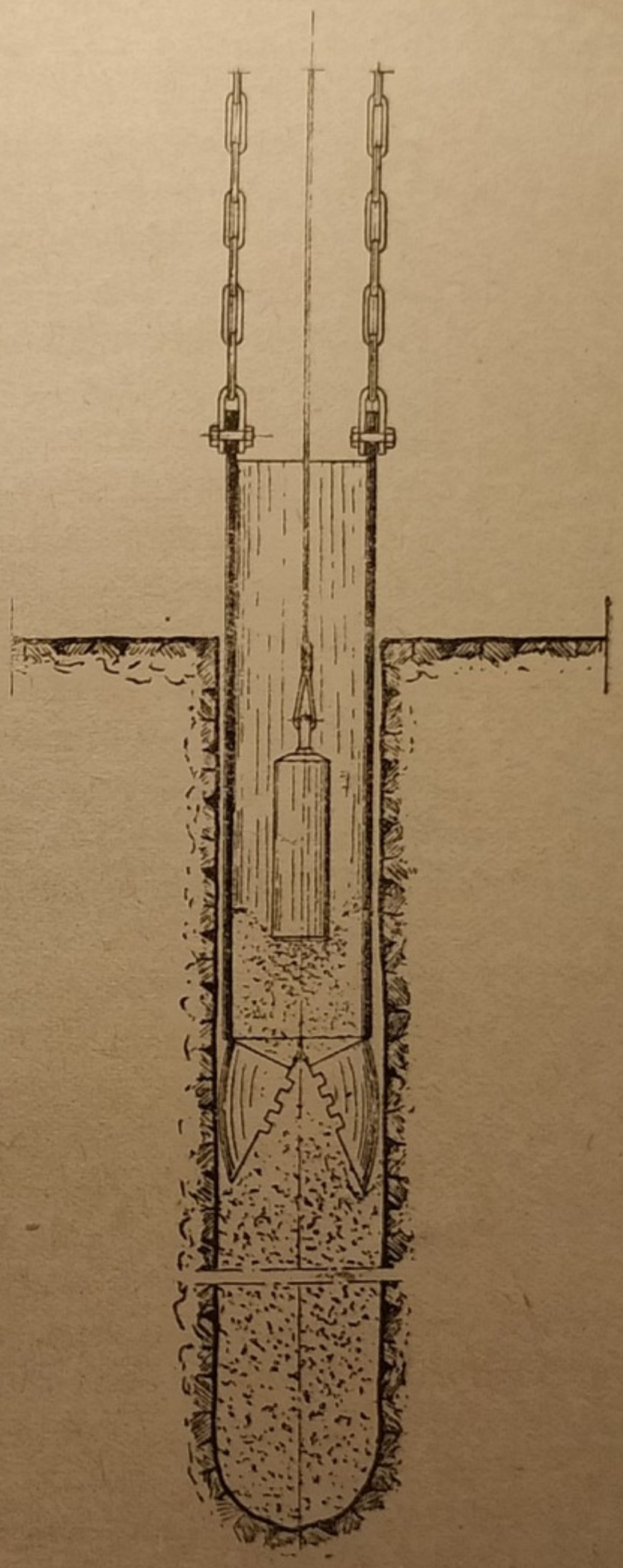


Fig. 95.
Formazione di un palo tipo *Simplex*.

infissi nel terreno vengono riempiti di calcestruzzo. La loro forma può essere quella cilindrica o la tronco-conica con parete minima dello spessore di cm. 6 ÷ 7 e massima di cm. 12 ÷ 14; il diametro esterno può essere di cm. 30 ÷ 60 ed anche più a seconda dei carichi e della natura del terreno. La lunghezza dei pali centrifugati può raggiungere anche m. 20 ÷ 25.

I pali in calcestruzzo, preparati fuori opera, si affondano nel terreno a mezzo di battipalo, dopo aver protetta la testa del palo con un cuscino elastico che attutisce l'azione dirompente del maglio (vedi fig. 94). La lunghezza della punta del palo si farà eguale al diametro del palo stesso, od anche eguale ad una volta e mezza il diametro, secondochè l'infissione debba farsi in terreno argilloso o in terreno sabbioso. Nei piccoli cantieri generalmente si utilizza il battipalo a vapore che è leggero ed economico, mentre nei cantieri di una certa importanza si ricorre all'uso di battipali più potenti azionati direttamente. Si tenga presente che l'altezza di caduta del maglio non deve superare il metro e che il maglio stesso deve avere un peso quasi eguale a quello del palo in calcestruzzo. Per facilitare l'infissione dei pali, questi vengono costruiti con un foro assiale attraverso il quale si potrà inviare dell'acqua sotto pressione, che smuoverà il terreno sottostante al palo.

Fig. 96. — Punta *Alligator* per la formazione di un palo tipo *Simplex*.

I pali in calcestruzzo costruiti in sito, possono essere del tipo *Simplex*, *Wolfscholz*, *Franki*, ecc.

Per costruire quelli del tipo Simplex (vedi fig. 95), si affonda anzitutto nel terreno, a colpi di maglio, un tubo metallico del diametro di cm. 30 ÷ 40 e dello spessore di circa cm. 2, munito alla sua estremità inferiore di una speciale punta chiamata *alligator*. Questa punta (vedi fig. 96) è formata di due mascelle articolate a cerniera, che rimangono chiuse durante l'affondamento, mentre si aprono al momento del getto del calcestruzzo e della pestonatura di questo. Quando il tubo sia stato affondato sino a rifiuto, cioè quando esso ha raggiunto il terreno sodo, si comincerà a gettarvi dentro, a strati, il calcestruzzo, costipandolo con apposito maglietto, sino a raggiungere l'altezza di circa m. 1. A questo punto il tubo viene agganciato, per mezzo di catena, a due argani mossi dalla stessa motrice del battipalo, affinchè si possa gradatamente estrarre. A mano a mano che il tubo viene sollevato vi si getterà ancora del calcestruzzo, costipandolo meccanicamente coll'apposito maglietto. In tal maniera si potranno costruire dei pali anche di notevole lunghezza e capaci di poter sopportare grandi carichi.

Quando sopra detti pali debba sorgere una fondazione in cemento armato, l'armatura metallica della fondazione dovrà collegarsi a quella superiore dei

pilastri con opportune legature trasversali. La base superiore di ogni pilastro può costruirsi più larga per accrescere la resistenza del pilastro stesso. La figura 97 mostra un esempio di palo Simplex, gettato in terreno ricoperto da acque. Il palo si prolunga convenientemente al disopra del pelo liquido, come mostra la figura 97 stessa.

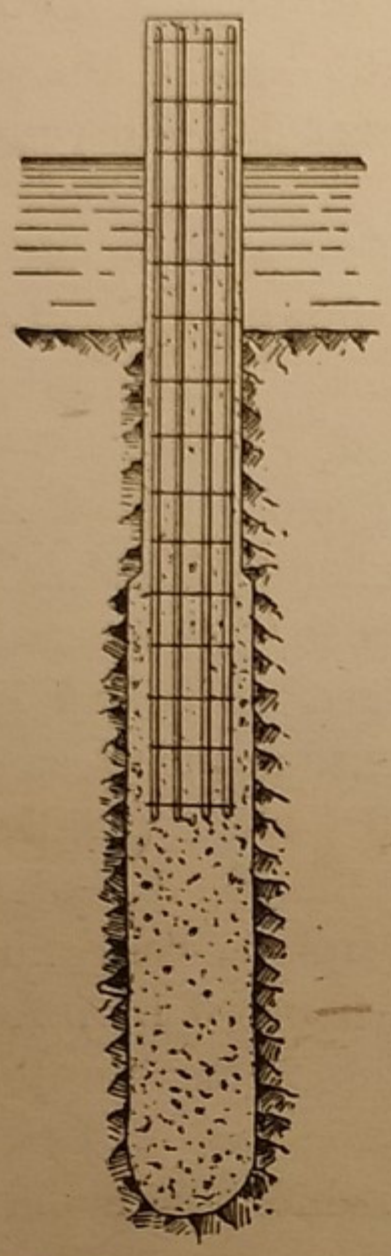


Fig. 97. — Palo *Simplex* gettato in terreno ricoperto da acque.

Nel tipo *Wolfscholz* il palo si costruisce in sito mediante iniezione di malta di cemento che si fa penetrare entro il foro, già eseguito nel terreno con una trivellazione, sotto forte pressione utilizzando uno speciale macchinario. Nel foro, prima dell'iniezione della malta, s'introduce l'armatura metallica del palo.

Nel tipo *Franki* il palo è gettato in sito (vedi fig. 98) colando nel foro il calcestruzzo a strati e costipandolo fortemente con un maglio di circa t. 2, cadente liberamente da una certa altezza. Sotto l'azione di una notevole pressione del maglio il calcestruzzo potrà penetrare nel terreno circostante. Il maglio adoperato termina con una punta di acciaio o di ghisa che favorisce la penetrazione del calcestruzzo nel terreno durante la battitura.

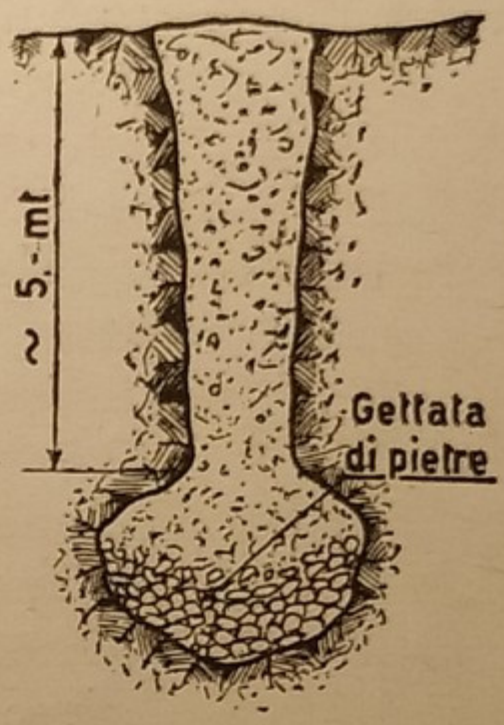


Fig. 98. — Formazione di un palo in calcestruzzo tipo *Franki*.

b) FONDAZIONI IDRAULICHE

1°) **Fondazioni idrauliche con prosciugamento. — Generalità.** — Nelle fondazioni idrauliche con prosciugamento occorre distinguere il caso se le acque da eliminarsi siano di sottosuolo, da quello in cui le acque siano superficiali, correnti o stagnanti. Nel caso che le acque siano di sottosuolo, si comincerà a scavare il terreno sino a raggiungere lo strato liquido; quindi con adatte *macchine idrovore* si cercherà di prosciugare il fondo per poi continuare l'escavazione nelle migliori condizioni, procurando di eliminare le altre acque che eventualmente ripenetrassero nel fondo dello scavo. L'energico richiamo d'acqua provocato dalle pompe destinate alla vuotatura delle acque nello scavo, potrebbe produrre nel terreno sciolto dei pericolosi scorrimenti o corrosioni, per cui le pareti dello scavo dovranno opportunamente armarsi di robuste sbadacchiature.

Nel caso che le acque siano superficiali, si recingerà l'area di fondazione con un argine stagno e poi si procederà al prosciugamento della zona recinta. Questo metodo si potrà applicare soltanto nel caso che il fondo risultasse impermeabile, altrimenti l'operazione di prosciugamento non potrebbe essere conveniente o riuscire addirittura impossibile.

Ture. — Le ture sono argini o dighe contenitrici, destinate ad isolare una parte della fondazione da costruire, oppure destinate a deviare le acque dalla fondazione stessa.

Esse debbono resistere alla pressione delle acque e debbono risultare impermeabili a queste. Se con h rappresentiamo l'altezza del pelo d'acqua sul fondo

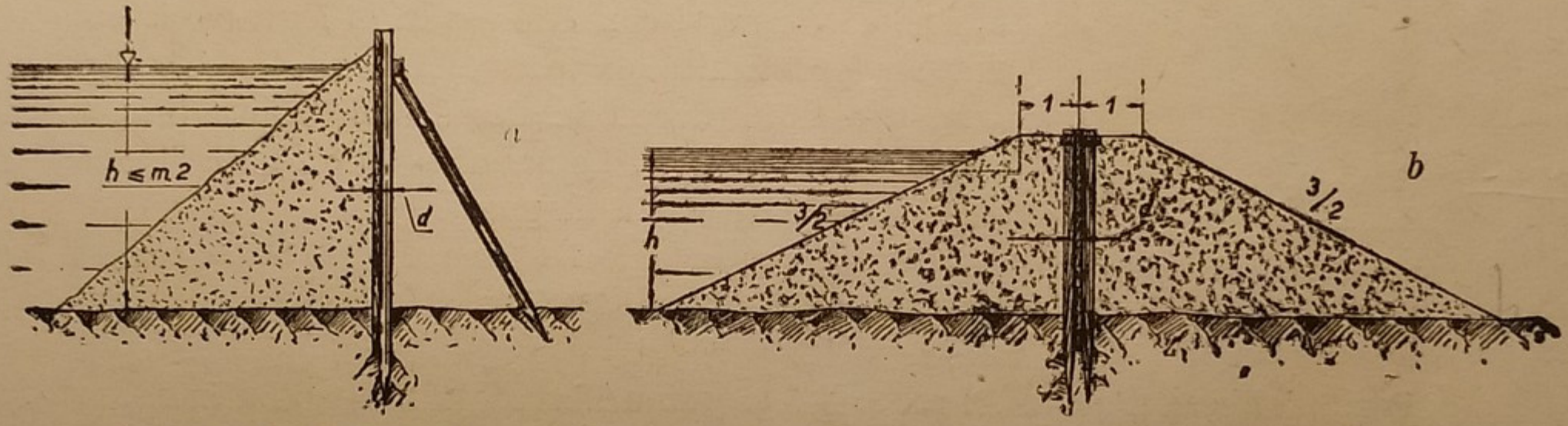


Fig. 99 *a, b.* — Sezioni di *ture semplici* formate da argilla compressa trattenuta da pareti di tavole e pali.

dello stagno, l'altezza della tura dovrà risultare eguale ad $h + (0{,}30 \div 0{,}50)$, rappresentando con m. $0{,}30 \div 0{,}50$ il *franco* della tura stessa.

Per piccole altezze d'acqua e per sottofondi impermeabili le ture potranno costruirsi con argilla ben compressa, trattenuta da pareti in legname formate di *assipali*. Le figure 99-*a* e *b* mostrano, in sezione, un esempio di tipo di tura da utilizzarsi per un'altezza h d'acqua non maggiore di m. 2. Se con d rappresentiamo lo spessore in centimetri degli assipali ed h è l'altezza in metri del pelo d'acqua sul fondo dello stagno, praticamente si prenderà: $d = 2{,}4\sqrt{h^3}$.

Prefissate le dimensioni dell'arginello della tura, sarà sempre prudente procedere alla verifica della sua stabilità allo scorrimento secondo il piano di base, trascurando la resistenza della parete di assipali e diminuendo il peso γ dell'unità di volume della terra, costituente la tura, del peso di volume dell'acqua (chilogrammi $1000/m^3$), in virtù del noto principio di Archimede. Con queste ipotesi, se V rappresenta il volume del prisma di terra di m. 1 di larghezza (cioè considerando un metro di *fuga* di tura), se Q è il peso in Kg. del prisma di terra stesso, sarà:

$$Q = \gamma \cdot V - 1000 \cdot V = (\gamma - 1000)\, V.$$

La spinta S, in Kg., esercitata da un'altezza d'acqua h contro m. 1 di arginello, sarà:

$$S = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot 1000 .$$

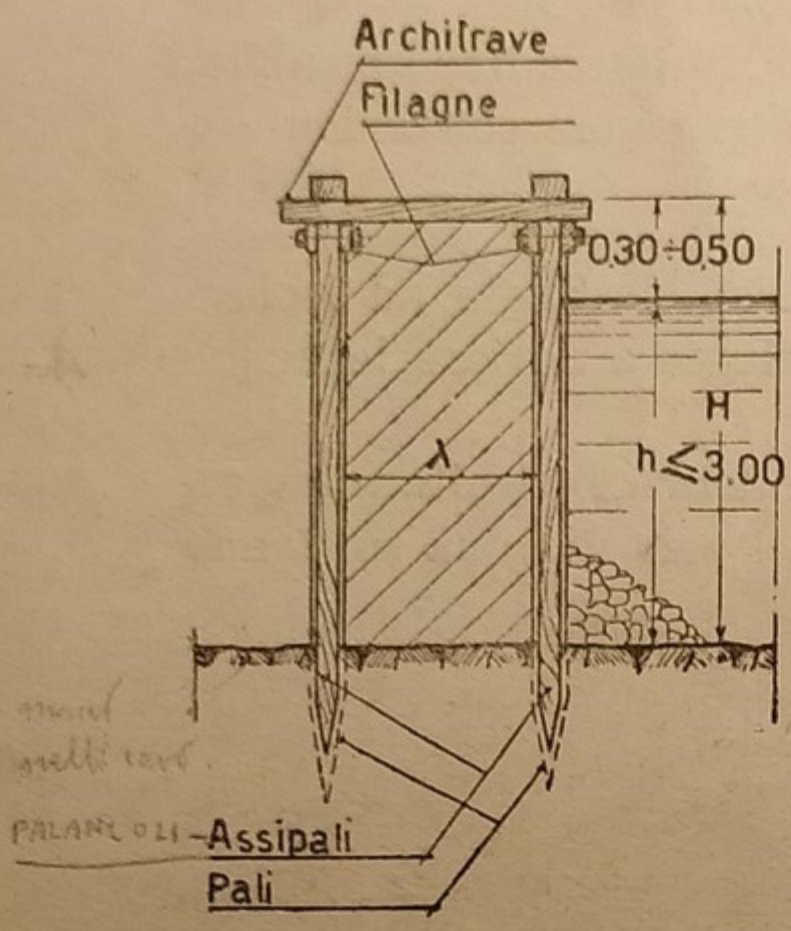


Fig. 100. — Sezione di tura per una altezza d'acqua di m. 2 ÷ 3.

Indicando con f il coefficiente d'attrito della tura contro terra (in media $f = 0{,}10 \div 0{,}20$), l'equazione di stabilità allo scorrimento sarà:

$$\frac{S}{Q} \leq f .$$

Se l'altezza del pelo d'acqua è di m. $2 \div 3$, la tura potrà formarsi con due pareti di legname la cui ossatura è costituita da pali affondati alla distanza di m. $1 \div 1{,}50$, rilegati in alto da un architrave e da filagne (vedi fig. 100). Le pareti sono formate di assipali fissati in alto alle filagne.

Per altezze maggiori e sino a m. 3,50 la tura si compone (vedi fig. 101) di due robuste paratie parallele.

Per un'altezza d'acqua di m. $3 \div 5$ si può utilizzare la *tura a gradinata* o a speroni (vedi fig. 102). Nella costruzione di queste ture a gradinata si comincia

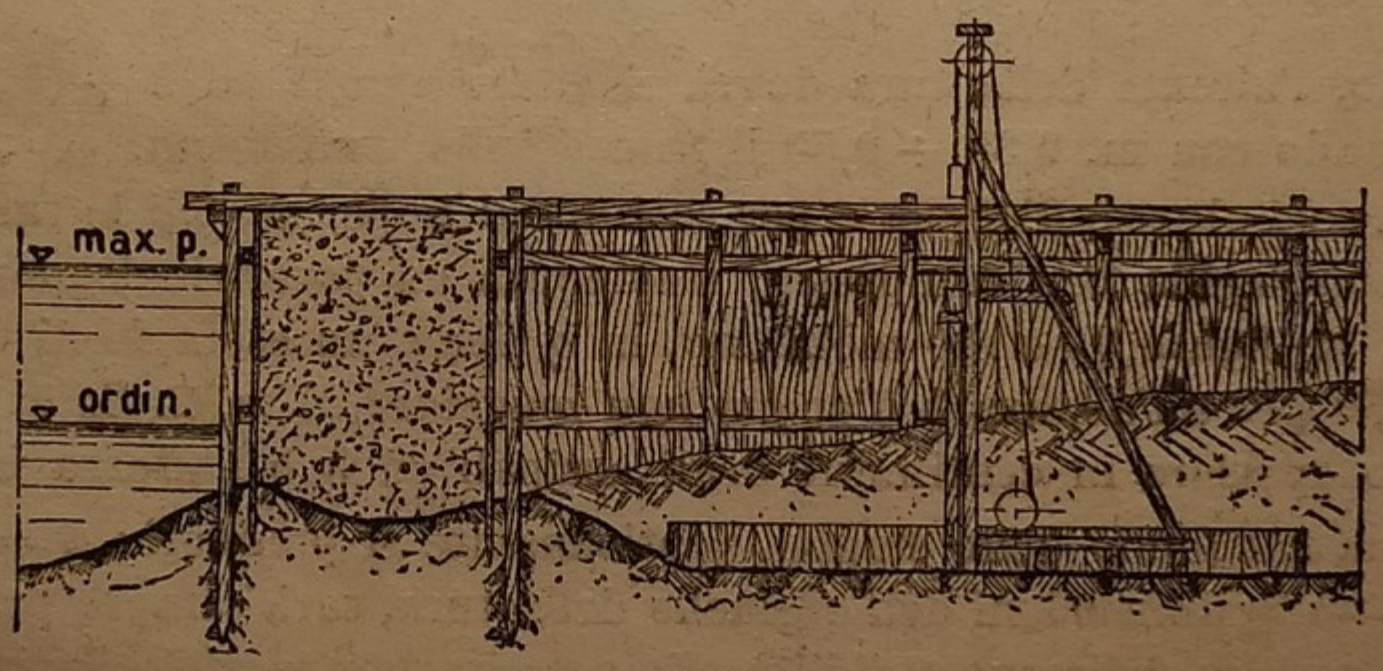


Fig. 101. — Sezione e prospetto di una tura in argilla trattenuta da due robuste pareti in legname. Nell'interno della tura si vede l'impianto di un battipalo a motore per il consolidamento del fondo prosciugato.

col formare una tura ordinaria larga m. $1{,}50 \div 2$ che emerga dal livello massimo delle acque. Si procede poi ad abbassare di $2 \div 3$ m. il livello dell'acqua per potere costruire un'altra tura addossata alla prima ed emergente dal nuovo livello delle acque, in modo che abbia in comune con la prima tura una parte

di parete interna e sia collegata con saettoni alla parte emergente. Se l'altezza totale H della tura non supera i m. 3, la distanza λ fra le due pareti in legname si farà eguale all'altezza H, altrimenti si utilizzerà la formola: $\lambda = H/4 + 1{,}24$.

In ogni caso il nucleo delle ture dovrà sempre formarsi con argilla scelta, esente da radici e stesa a sottili strati ben compressi con mazzapicchio. Si potrà anche utilizzare il calcestruzzo quando si richieda una maggiore garanzia d'impermeabilità e di resistenza alle acque. Adoperando l'argilla il nucleo non dovrà essere attraversato da travi o da tiranti in ferro, perchè lungo questi l'acqua potrebbe aprirsi delle vie di uscita. Inoltre la tura dovrà risultare ben stagna secondo la sua sezione verticale d'attacco, come pure dovrà prolungarsi entro terra verso le sponde del corso d'acqua che dovrà sbarrare. Il nucleo di argilla o di calcestruzzo dovrà sempre incassarsi nel terreno naturale.

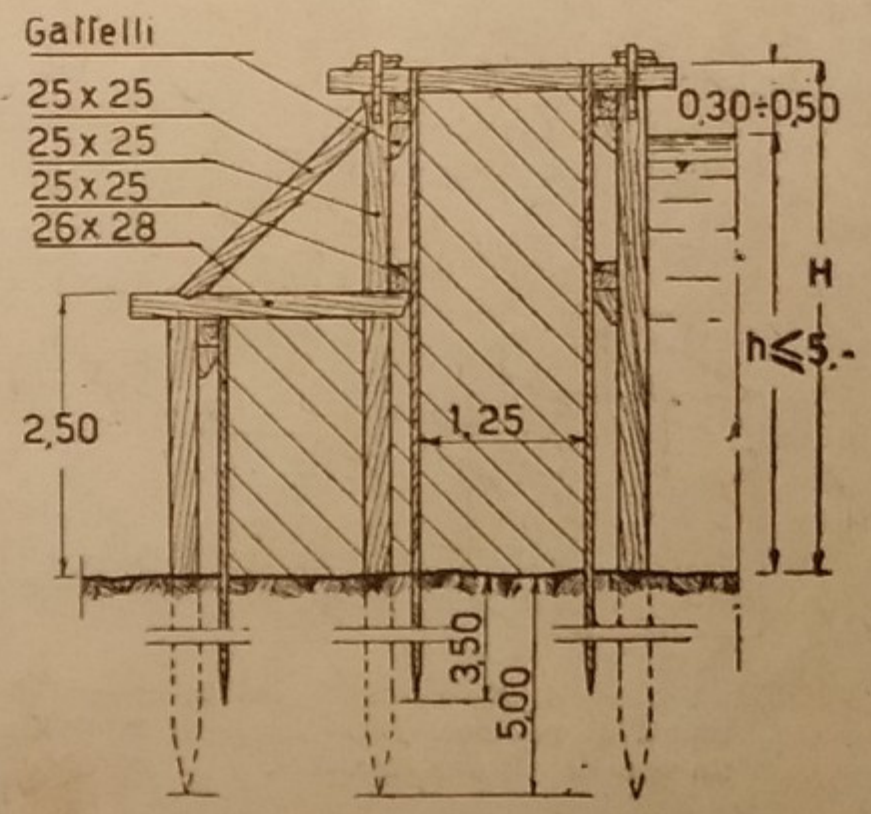


Fig. 102. — Sezione di *tura a gradinata*.

Ultimata la fondazione dell'opera d'arte la tura potrà demolirsi, recidendo i pali che emergono dal fondo. Quando però le ture non portino alcun danno al regime naturale delle acque e nello stesso tempo risultino totalmente sommerse dalle acque di magra, potranno lasciarsi in sito conseguendo così il vantaggio ch'esse proteggeranno le fondazioni delle opere d'arte dalle possibili corrosioni delle acque di piena.

PALANCÒLE. — Le palancòle sono ture in ferro o in acciaio che sostituiscono le comuni ture in terra quando si voglia conseguire una perfetta impermeabilità alle acque e una maggiore sicurezza sulla loro resistenza. Esse presentano anche il vantaggio di potersi collocare in opera in breve tempo e di potersi interamente ricuperare.

Per un'altezza d'acqua al massimo di m. 2 possono utilizzarsi le palancòle in lamiera ondulata. Per altezze maggiori d'acqua sono indicati i tipi più robusti in acciaio laminato, per esempio quello di origine germanica *Larssen* (vedi fig. 103-*a*-*b*) ed *Hoesch* (vedi fig. 104-*a*-*b*).

Le palancòle si affondano appaiate nel terreno da prosciugare, utilizzando i comuni battipali. La loro testa viene protetta dalla azione dirompente del maglio con una speciale cuffia in acciaio rivestita internamente di legno duro.

Il ricupero delle palancòle viene effettuato a mezzo di uno speciale artiglio che le abbranca strettamente e le solleva dal suolo. L'artiglio si abbassa e si innalza comandato da un verricello mosso da motore.

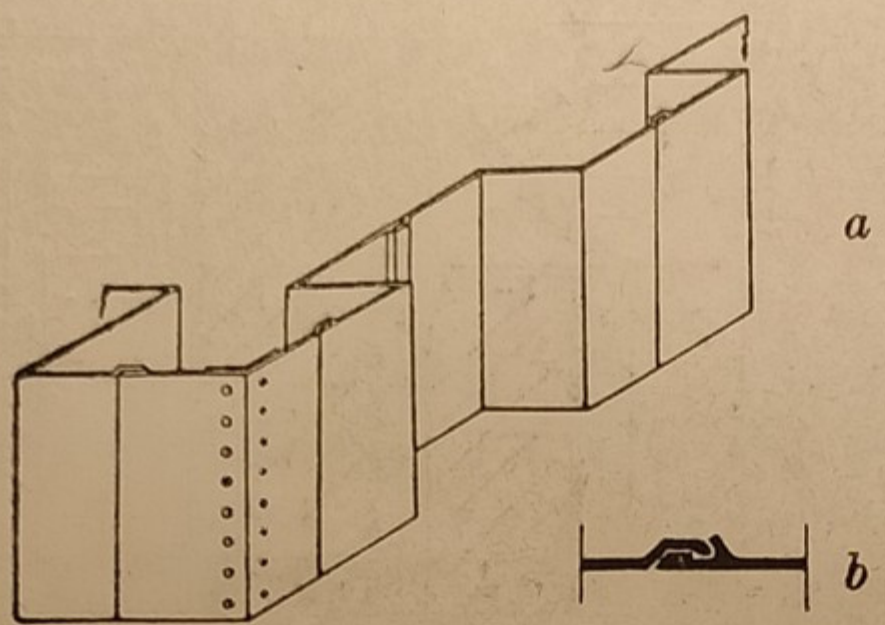


Fig. 102. — *a*) Assonometria dell'insieme di elementi di palancòle tipo *Larssen*; *b*) Unione (in sezione) di due elementi.

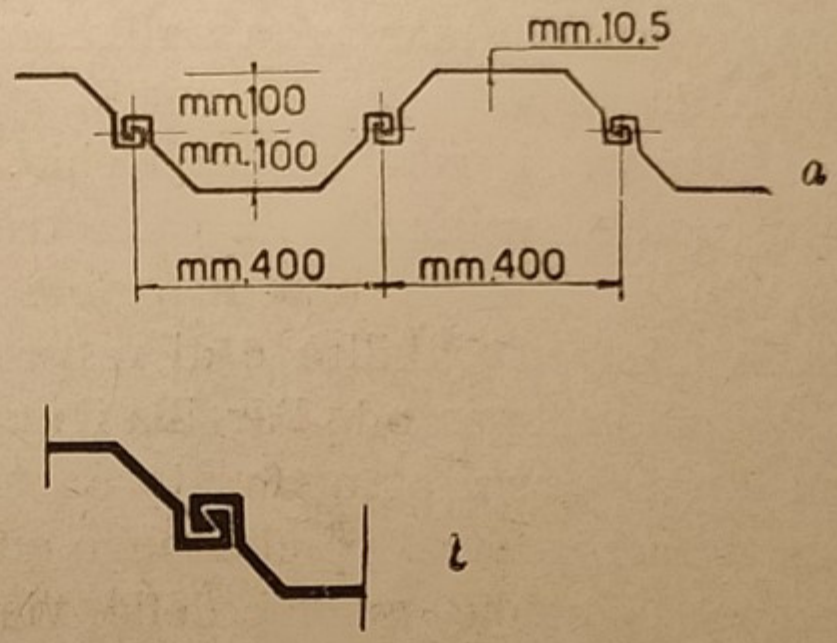


Fig. 104. — *a*) Unione (in sezione) di elementi di palancòle tipo *Hoesch*; *b*) Particolare (in sezione) dell'unione di due elementi.

2°) **Fondazioni idrauliche senza prosciugamento.** — Se per ragioni di economia, data la piccola profondità a cui debbono spingersi le fondazioni di un'opera d'arte, non conviene utilizzare il metodo speciale con cassoni ad aria compressa, potremo ricorrere ad uno dei seguenti metodi:

1°) *Calcestruzzo immerso in casseri;*
2°) *Cassoni senza fondo;*
3°) *Pozzi affondati;*
4°) *Cassoni con fondo;*
5°) *Fondazioni su scogliere;*
6°) *Fondazioni in terreni acquitrinosi mediante consolidamento artificiale;*
7°) *Fondazioni in terreni acquitrinosi col mezzo del congelamento.*

1°) Calcestruzzo immerso in casseri. — Questo metodo può applicarsi nelle fondazioni di spalle e di pile di ponti, nelle fondazioni di opere idrauliche e marittime, ecc.

L'area di fondazione si recinge con una paratìa di legname, chiamata *cassero*, conficcando nel terreno dei pali equidistanti di m. 1,50 ÷ 2 ed aventi un diametro d dato dalla formola seguente:

$$d = (0{,}10 \div 0{,}025)\, h\,,$$

dove h rappresenta l'altezza del pelo d'acqua sul fondo dello stagno (vedi fig. 105). I pali si rilegheranno in sommità con coppie di filagne e fra queste ed i pali si

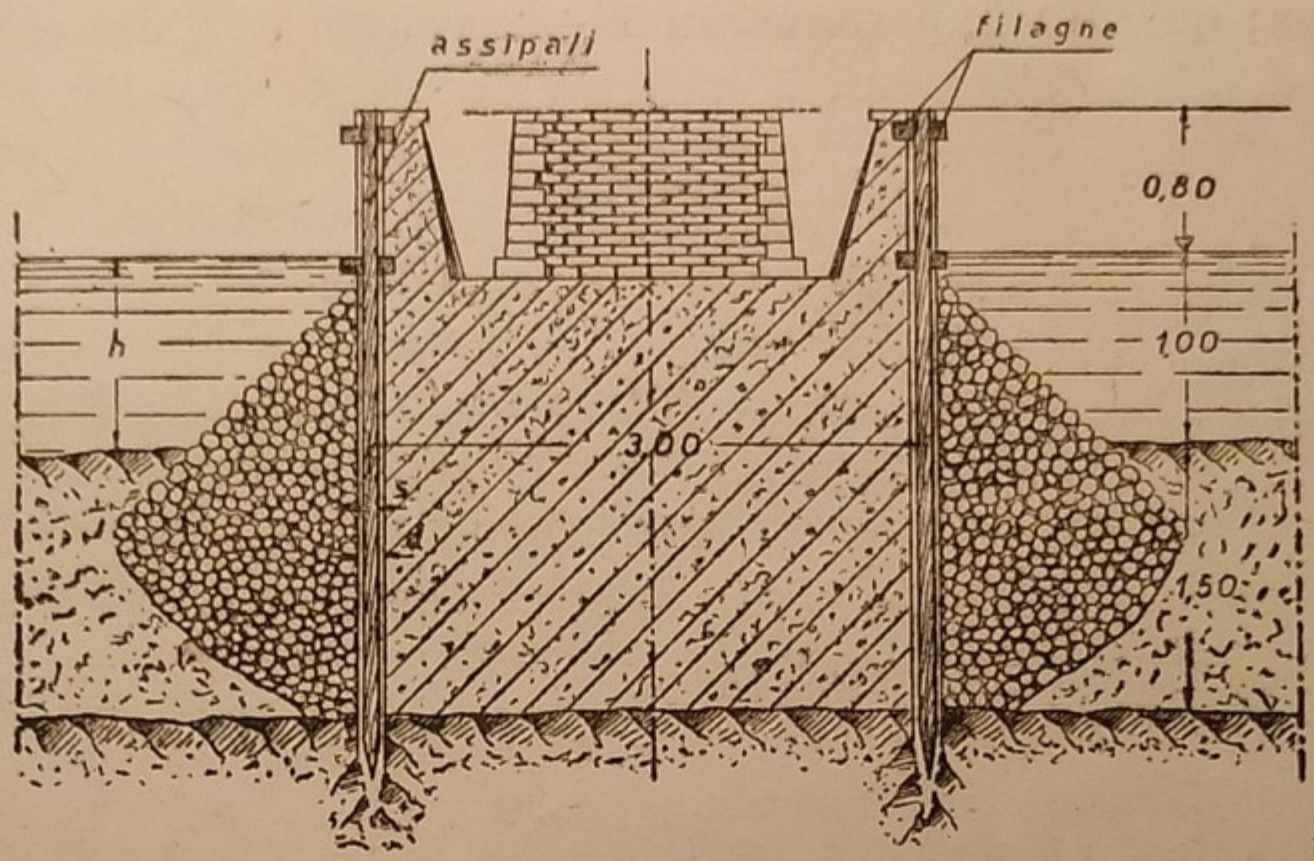


Fig. 105.

farà una chiusura stagna di assipali, conficcata un po' nel terreno a mezzo di un comune mazzapicchio. Gli assipali avranno uno spessore s dato dalla seguente formola:

$$s = 0{,}05 + 0{,}015\, h\ .$$

Dopo la costruzione della paratìa si procederà alla escavazione subacquea del fondo (figg. 106-*a-b-c-d*), utilizzando o una cucchiaia a lungo manico (*badilone*) in lamiera di ferro, terminante con un orlo tagliente, oppure delle adatte *draghe*, se lo scavo presenta una certa profondità e larghezza.

Costruito così il cassero, se il fondo dello stagno non si riscontrerà solido, si procederà a costiparlo con pali oppure vi si costruirà una palificata di sostegno. Infine si riempirà il cassero di una gettata di calcestruzzo, colandolo a strati di m. 0,60 ÷ 1 da monte a valle del cassero, comprimendolo accuratamente e continuamente con mazze piatte portate da lunghi bastoni manovrati fuori acqua. La colata del calcestruzzo avverrà attraverso tramogge sino al fondo dello stagno (vedi fig. 107), sottraendo così l'impasto dal contatto dell'acqua che potrebbe dilavarlo. L'altezza della gettata dovrà essere almeno eguale alla metà altezza dell'acqua nello stagno, onde equilibrare la spinta dell'acqua contro la base del cassero (il peso del calcestruzzo è di Kg. 2000 ÷ 2500/m³); e durante la colata, per equilibrare la pressione del calcestruzzo contro le pareti interne del cassero, si costruirà una gettata di pietre a ridosso delle pareti esterne del cassero stesso.

Il calcestruzzo per la gettata dovrà essere piuttosto grasso: si preparerà dapprima la malta con un volume di calce idraulica a lenta presa e due volumi di sabbia viva; quindi s'impasterà con $1 \div 2$ volumi di ghiaia o pietrisco, ad elementi grossi al massimo cm. 5, utilizzando adatte macchine impastatrici.

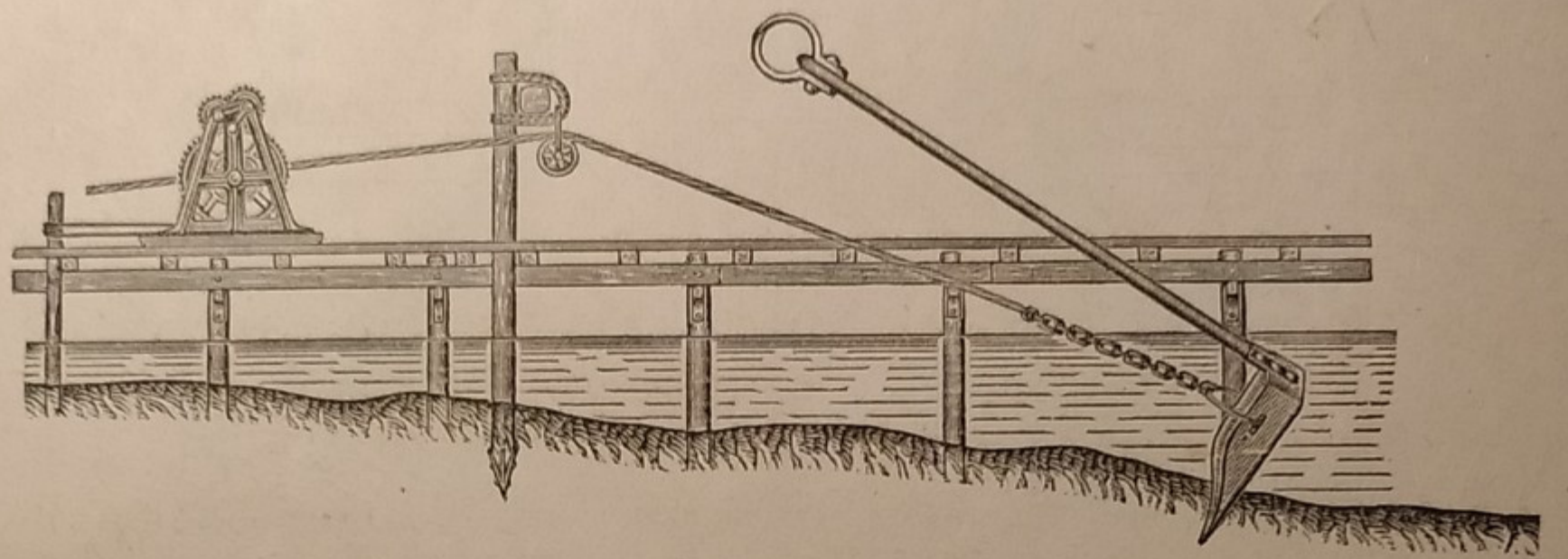


Fig. 166. — *a*) Impianto per la manovra del *badilone*; *b*, *c*, *d*) Particolari del *badilone*.

Trascorso il periodo di presa della gettata di calcestruzzo ($14 \div 21$ giorni) e dopo il suo completo indurimento, si prosciugherà lo spazio sopra la platea per poter iniziare sopra di essa la costruzione richiesta.

Le paratìe in legname oggidì sono spesso sostituite da quelle in cemento armato.

2°) Cassoni senza fondo. — Quando l'impianto del cassero riesce difficoltoso, per esempio, data la durezza del fondo, si potrà impiegare un cassone di legno senza fondo costruito fuori acqua, sopra un adatto scalo, per poterlo poi varare nello stagno in modo da circondare l'area di fondazione. Collocato così a posto il cassero, lo si riempirà di calcestruzzo nel modo detto sopra.

3°) Pozzi affondati. — Abbiamo già parlato dei pozzi auto-affondanti (vedi vol. I, pag. 248) in terreni asciutti. Aggiungiamo ora che l'affondamento

della canna del pozzo si può eseguire anche in presenza di acque d'infiltrazione del sottosuolo. Per esempio, se il fondo è costituito di sabbia fine, si invierà sotto il tagliente del primo anello dell'acqua a forte pressione attraverso dei tubi. Sarà conveniente costruire una canna sottile in calcestruzzo armato da tondini verticali e fasciature orizzontali, che potrà affondarsi con maggiore facilità. A mano a mano che l'anello affonderà, si continuerà la costruzione della canna rilegando l'armatura con quella degli anelli già affondati. In ultimo si riempirà la canna di calcestruzzo tenendo presenti le stesse avvertenze dette sopra.

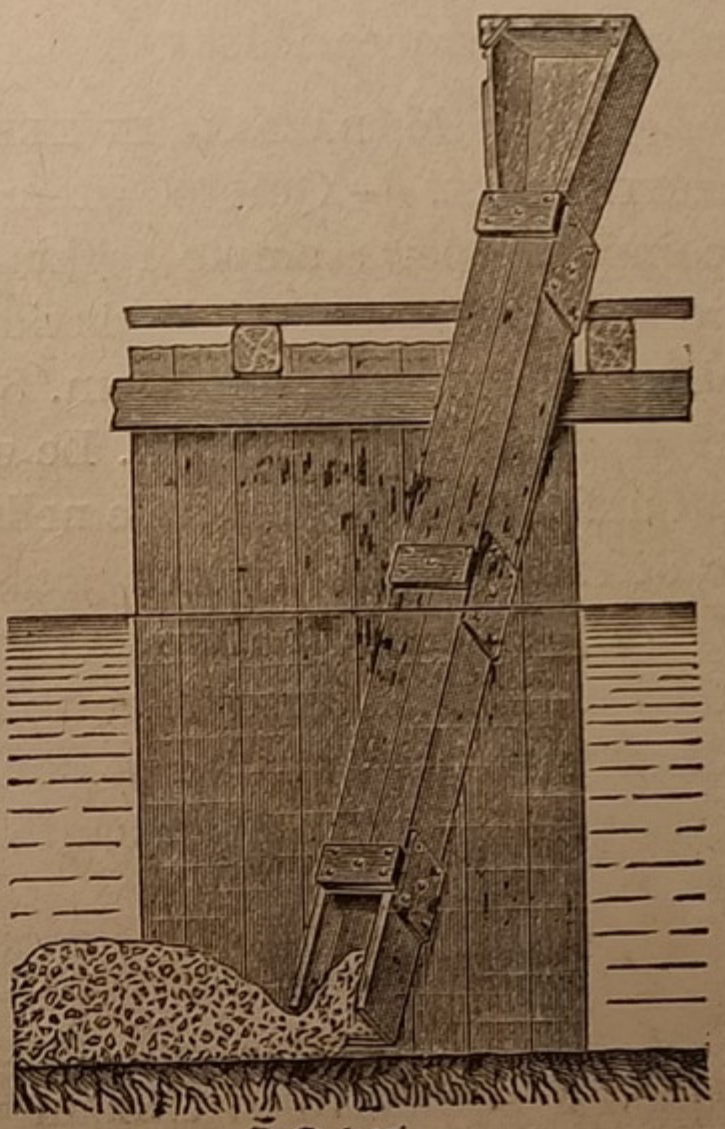


Fig. 107.

4°) Cassoni con fondo. — Se il fondo dello stagno è di natura resistente od è reso tale con una costipazione di pali, vi si potrà costruire la fondazione calandovi anzitutto un cassone con fondo, appositamente costruito fuori acqua. Il cassone dovrà appoggiare perfettamente sul fondo dello stagno, altrimenti potrebbero verificarsi dei cedimenti pericolosi durante il suo riempimento. Il fondo del cassone funzionerà da zatterone, mentre le sue pareti costituiranno una tura vera e propria.

Con maggiore vantaggio e per certi lavori sono da preferirsi i cassoni in cemento armato costruiti fuori opera. Essi hanno le pareti ed il fondo costituiti da una soletta e da nervature ed internamente sono divisi in vari scomparti da pareti verticali pure in cemento armato. Questi cassoni si affondano guidati da un'apposita palificata perimetrale e quindi vengono riempiti di calcestruzzo i vari scomparti.

Questo metodo può applicarsi per fondazioni poco incassate nel terreno.

5°) Fondazioni su scogliere. — Le fondazioni su scogliere sono generalmente indicate per quelle opere, per esempio marittime, che sono in presenza di acque piuttosto alte.

La scogliera si può costruire con grosse pietre naturali gettate alla rinfusa o con una certa disposizione, ponendo all'esterno di essa i pezzi più grossi che formeranno come un manto di protezione.

Nel caso che le acque non fossero calme, si utilizzeranno dei grossi blocchi di pietra naturale od artificiale (in calcestruzzo) disponendoli secondo un apparecchio regolare.

Prima di elevare sulla scogliera la costruzione superiore, dovremo assicurarci che sia cessato il suo movimento di assestamento.

Il sistema delle fondazioni su scogliere si può anche applicare nei terreni molli e fangosi. In ogni caso, nel fissare l'altezza della scogliera dovremo sempre tener conto del suo ulteriore abbassamento che si produrrà per effetto del successivo sovraccarico.

6°) Fondazioni in terreni acquitrinosi mediante consolidamento artificiale. — Questo sistema si applica in generale nei terreni difformemente compatti (per esempio i ghiaiosi-sabbiosi), oppure per consolidare dei banchi rocciosi o le opere di fondazioni preesistenti. Si conficcano nel terreno dei tubi di ferro del diametro di cm. 8 ÷ 10 con le pareti forate e con l'estremità inferiore munita di puntazza. Le estremità superiori di questi tubi si collegheranno ad una tubazione flessibile nella quale viene inviata una malta fluida di cemento o di calce idraulica sotto pressione. La malta uscirà dai tubi penetrando e diffondendosi nel terreno circostante. L'operazione si farà procedere dalla periferia della zona verso il centro di questa, ricuperando via via i tubi e riempiendo di calcestruzzo i fori. Si possono anche lasciare in sito i tubi per collegare le loro estremità sporgenti alquanto dalla superficie del terreno con la parte di fondazione superiore.

7°) Fondazioni in terreni acquitrinosi col mezzo del congelamento. — I terreni molli, invasi dalle acque, si possono consolidare praticando lungo il perimetro di ciascun pozzo di fondazione dei fori che arrivino sino al fondo buono. In questi fori s'introdurranno coppie di tubi concentrici che verranno allacciate fra di loro e poi collegate ad una pompa aspirante e premente, avente la funzione di far circolare nei tubi una soluzione di cloruro di calcio alla temperatura di circa — 20°. Trascorso un certo tempo da questa penetrazione, l'acqua che si è diffusa nel terreno congelerà, formando col terreno stesso un conglomerato compatto. A tal punto si potrà eseguire lo scavo della fondazione. In ultimo si procederà alla costruzione della canna muraria dello scavo e quindi al riempimento di questo per ottenere il nucleo di fondazione.

c) FONDAZIONI AD ARIA COMPRESSA

Generalità. — Le *fondazioni idrauliche profonde, senza prosciugamento*, proprie dei grandi ponti, delle opere portuarie e marittime, dei grandi silos e dei grandi fabbricati, si eseguiscono, oggidì, prevalentemente con i *cassoni ad aria compressa.*

I cassoni ad aria compressa possono costruirsi in ferro od in cemento armato e presentano sempre notevoli dimensioni. Si preferisce la costruzione in cemento armato per economizzare il ferro e per dare ai cassoni un peso assai maggiore che faciliterà il loro affondamento nel terreno.

I cassoni si costruiscono all'asciutto: non hanno il fondo; il loro cielo risulta formato da un robusto solaio a nervature e le pareti inferiori sono munite di taglienti per facilitare l'affondamento del cassone nel terreno.

L'affondamento di ogni cassone è dovuto al proprio peso e a quello della muratura che viene costruita sul cielo del cassone stesso da alcuni operai che lavorano all'asciutto (vedi fig. 109). Mentre si eseguisce la muratura sul cielo del cassone, altri operai lavorano nell'interno di questo, in un ambiente mantenuto asciutto dall'aria compressa, scavando il terreno sotto i taglienti.

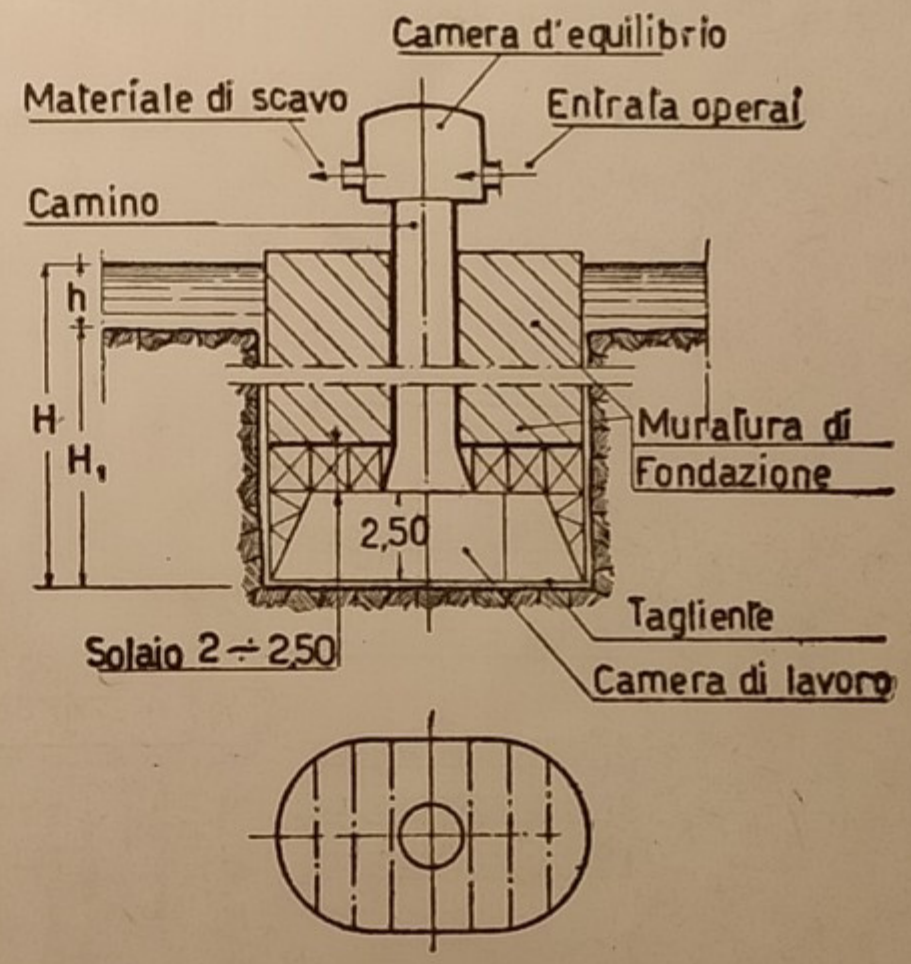


Fig. 109.

Descrizione di un moderno cassone ad aria compressa. — In un moderno impianto di fondazione ad aria compressa si distinguono le seguenti parti principali:

1°) La CAMERA D'EQUILIBRIO O CAMPANA, che presenta due aperture, una per l'entrata degli operai e l'altra per l'estrazione del materiale di scavo, perfettamente chiudibili sotto l'azione dell'aria compressa.

2°) Il CAMINO O CAMINATA, che è il tubo che unisce la camera d'equilibrio con la sottostante camera di lavoro del cassone.

3°) Il CASSONE propriamente detto o CAMERA DI LAVORO.

La camera d'equilibrio (vedi fig. 110) contiene gli apparecchi per l'estrazione degli sterri e per l'introduzione del calcestruzzo e comunica con l'esterno mediante una porta d'ingresso *P* (vedi fig. 111). Esternamente alla camera e in alto sono fissati dei robusti ganci che permettono di sollevare il cassone, mentre in basso sono saldati l'apparecchio di scarico, da applicarsi alla betoniera, ed il camino (vedi anche la fig. 110, che rappresenta la sezione verticale

del cassone). La comunicazione della camera di equilibrio col camino avviene a mezzo di un diaframma B che si apre dall'alto al basso quando siasi equilibrata la pressione fra le due camere a mezzo del rubinetto r dell'aria compressa

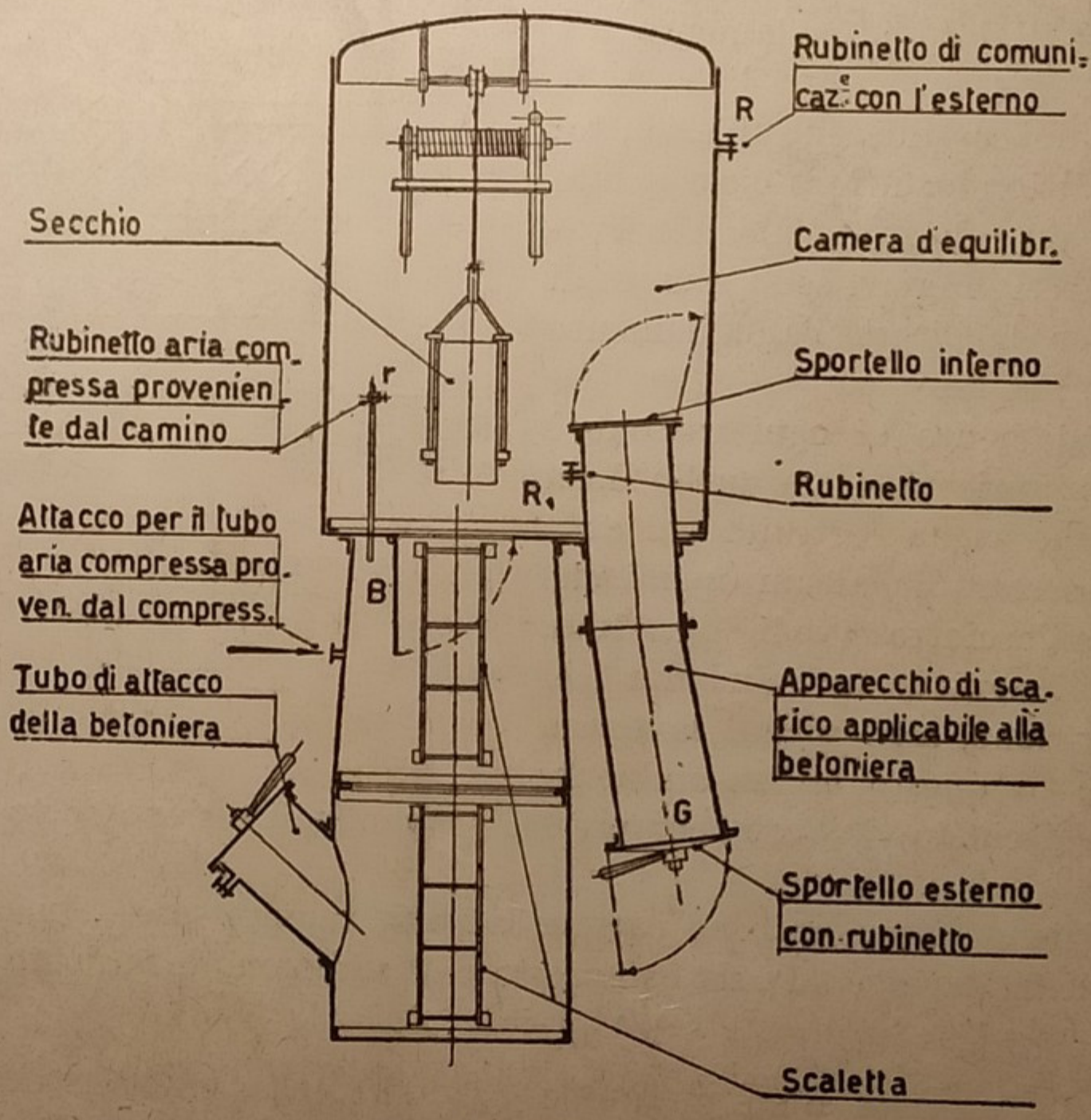


Fig. 110.

che proviene dal camino, e quando sia stato chiuso il rubinetto R di comunicazione con l'esterno della camera di equilibrio. Per effettuare il cambio degli operai si chiude la porta P ed il rubinetto R; poi si apre il rubinetto r ed infine la botola B. Usciti gli operai dal camino, si chiude la botola B ed il rubinetto r, quindi si apre il rubinetto R. Quando si è stabilito l'equilibrio fra la pressione della camera e quella atmosferica, si aprirà la porta P per fare uscire gli operai all'aperto. Per scaricare la terra scavata nell'interno del cassone (che è stata trasportata in alto nella camera d'equilibrio a mezzo di apposito secchio mosso meccanicamente), si chiuderà la porta G posta alla base dello scarico e si aprirà il rubinetto R_1. Stabilito l'equilibrio della pressione d'aria, si aprirà

lo sportello interno dello scarico e quindi si riempirà l'apparecchio di scarico. Chiusi lo sportello interno dello scarico ed il rubinetto R_1, si aprirà il rubinetto inferiore dell'apparecchio di scarico e poi lo sportello G.

L'introduzione del materiale nel tubo di carico si eseguisce con un'operazione analoga a quella descritta per lo scarico. Le dimensioni delle parti principali di un cassone moderno sono quelle riportate nella figura 111.

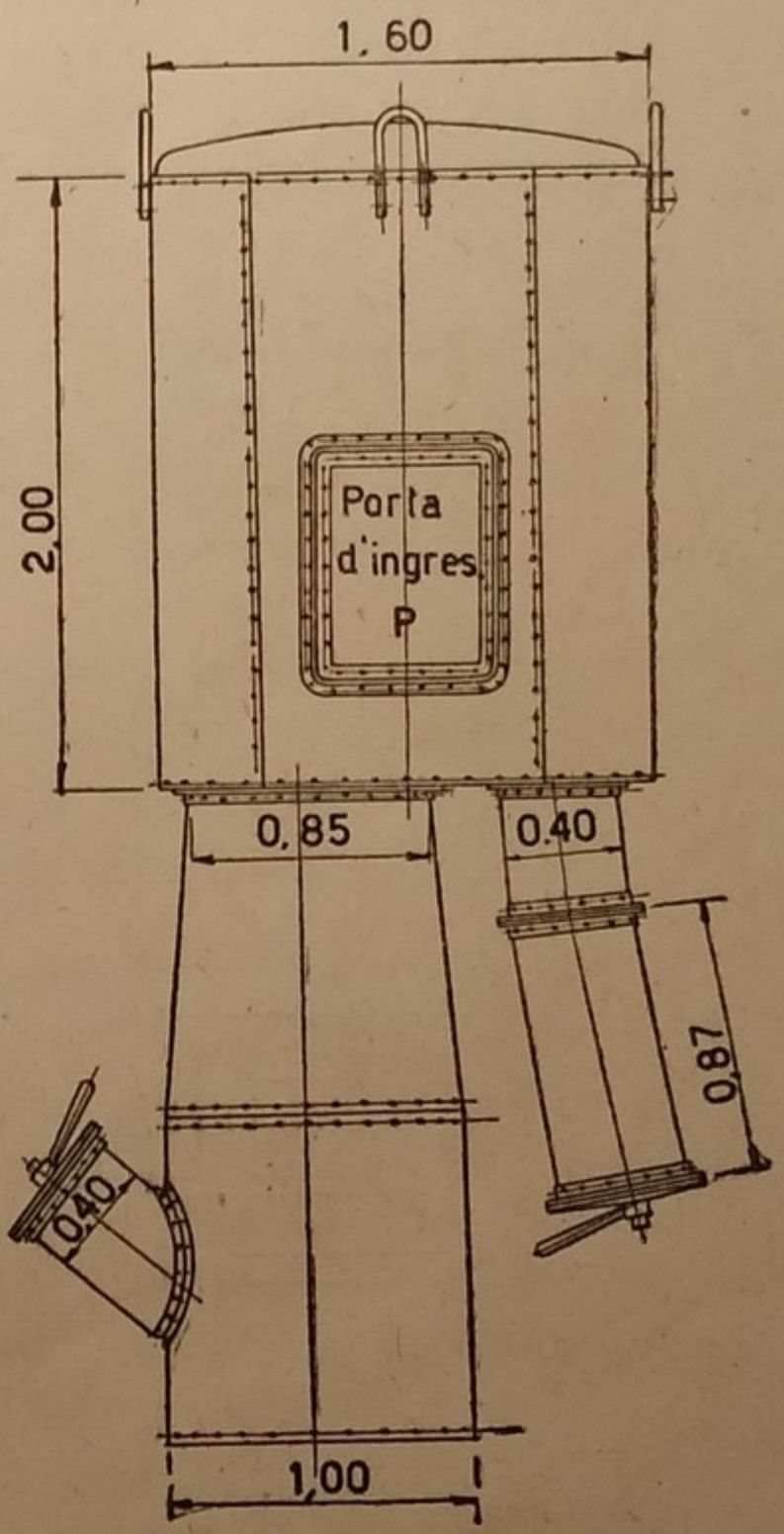


Fig 111.

Manovra di un cassone ad aria compressa. — Accennate così le principali manovre che si eseguiscono in un cassone, passiamo ora ad illustrare con ordine e più dettagliatamente tutte quelle operazioni che si succedono in un impianto moderno. Prenderemo come esempio l'impianto moderno dei cassoni ad aria compressa costruiti dalla *Soc. An. Savigliano* ed utilizzati dalla *S. A. Impresa Domenico Borini e C.ⁱ* di Torino (vedi figg. 112 *a-b-c*).

L'aria, dai compressori, viene immessa nella campana e nel cassone attraverso alla presa d'aria A. Il tampone T viene chiuso sotto la camera d'equilibrio; l'aria comprimendosi fa uscire l'acqua dal fondo del cassone.

Possono quindi entrare gli operai con la seguente manovra: la porta P della campana viene chiusa dall'interno e viene aperto il rubinetto R_2: così è stabilita la comunicazione tra il cassone, ove si trova l'aria compressa, e la camera d'equilibrio ancora alla pressione normale. Quando è raggiunta l'eguaglianza di pressione tra il cassone e la camera d'equilibrio, il tampone T si apre automaticamente verso il basso in virtù del suo peso e gli operai potranno allora scendere nel cassone, tranne il *campanaro* che si ferma nella camera d'equilibrio per la manovra di scarico dei materiali ed altre eventuali operazioni.

Le operazioni di scarico avvengono attraverso apposite camere annesse alla camera d'equilibrio, che sono chiuse internamente dagli sportelli S_1 e S_2 ed esternamente dagli S_3 e S_4.

Lo sportello interno S_1 è aperto e l'S_4 all'esterno è chiuso: dal primo vengono immessi nella manica di scarico i materiali da scaricarsi. Quando la manica

è piena, lo sportello S_1 viene chiuso e viene avvertito, con apposito segnale, l'operaio che si trova all'esterno, che si assicura, mediante apertura dell'apposito rubinetto R_3, se lo sportello S_1 è stato chiuso. Quando da detto rubinetto non esce più aria, si procede all'apertura della porta di scarico S_4 ed allo smaltimento di materiali verso l'esterno.

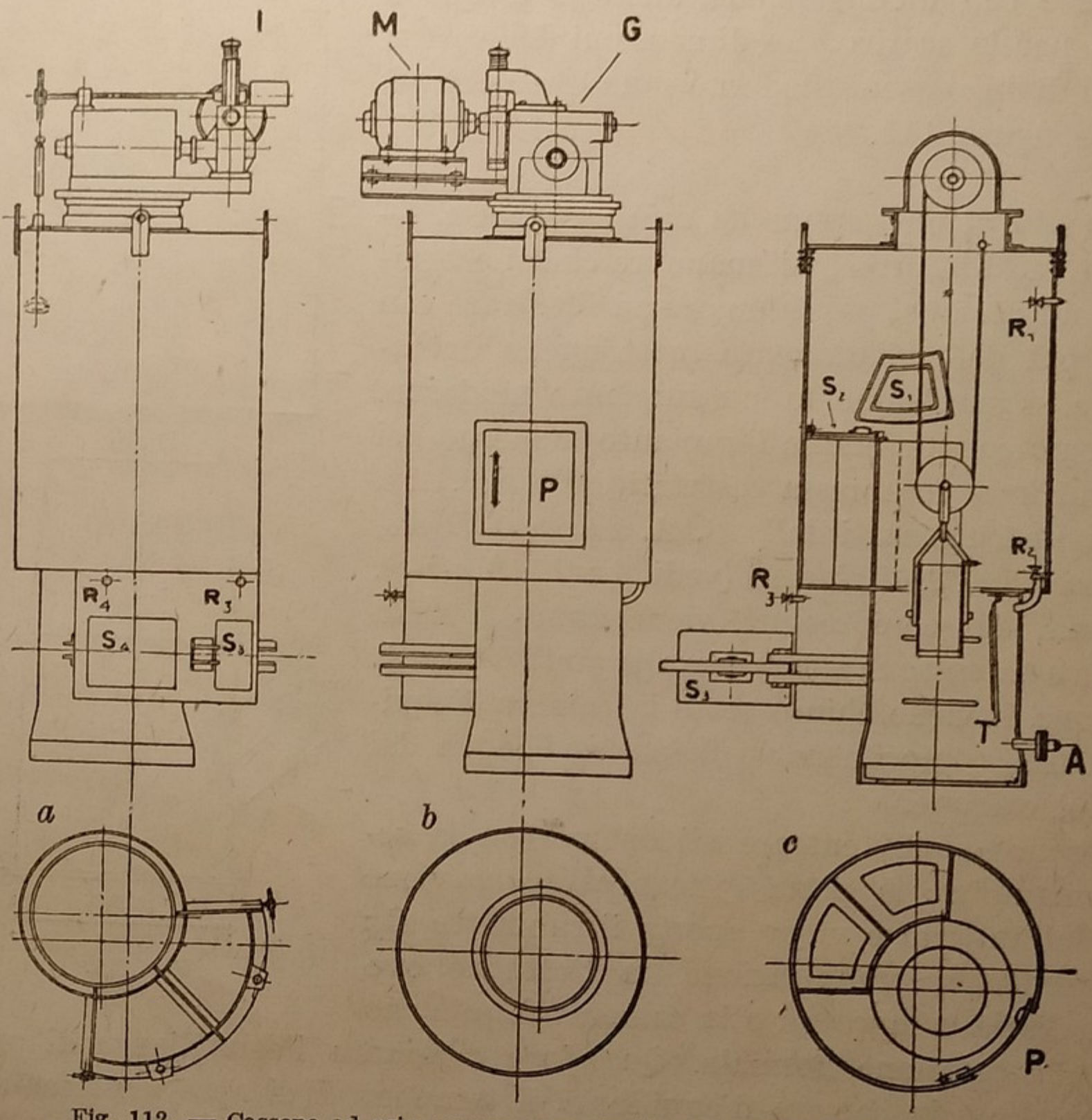


Fig. 112. — Cassone ad aria compressa costruito dalla *Soc. An. Savigliano.*
a e *b*, prospetti del cassone con le sue principali parti; *c*, sezione verticale del cassone. — I, *invertitore di marcia*; M, *motore*; G, *gruppo riduttore* (vite senza fine con ingranaggio elicoidale).

A scarico avvenuto, l'operaio dall'esterno chiude lo sportello S_4, e ne dà avvertimento con apposito segnale al campanaro: questi provvede all'apertura dello sportello S_1, iniziandosi nuovamente il ciclo di scarico.

Contemporaneamente, ma a ciclo alternato, avviene la manovra per lo scarico dei materiali attraverso la seconda manica di scarico chiusa dagli sportelli S_2 e S_3.

Per piccoli quantitativi di materiali si procede alla loro introduzione seguendo attraverso le maniche di scarico la manovra inversa a quella descritta per scaricare i materiali.

Per l'esecuzione delle murature di riempimento delle camere di lavoro, si fa uso di apposita camera allungata munita di due porte, una superiore ed una inferiore.

Per collocare in opera detta camera si deve smontare l'arganello situato sul cielo della camera d'equilibrio, indi infilare la camera nel vano che ne risulta, e bullonarla con guarnizioni di gomma.

I materiali vengono posti in essa e la manovra è analoga a quella di scarico dei materiali.

Condotta dei lavori. — Con l'elevarsi graduale della muratura di caricamento sopra il cielo del cassone, questo affonderà lentamente e la verticalità della discesa si otterrà regolando opportunamente il lavoro di scavo sotto al tagliente ed aumentando il carico di muratura sulla parte del cielo del cassone rimasta più alta.

Quando il cassone ha raggiunto col suo orlo inferiore la profondità alla quale si deve arrestare la fondazione, si spianerà bene il fondo dello scavo eseguito e poi si riempirà completamente il cassone di calcestruzzo, stendendo il primo strato ben costipato su tutta l'area di pianta del cassone. Riempito il cassone, si completa il riempimento dei camini sino a quell'altezza per cui il peso della muratura interna di riempimento faccia equilibrio alla pressione esterna dell'acqua. Raggiunta questa altezza si proseguirà il riempimento dei camini lavorando all'aria libera. Per eseguire questo lavoro si toglierà prima la camera d'equilibrio, quindi si smonteranno i tubi dei camini.

Ultimato il riempimento del cassone e dei camini, la muratura della camera di lavoro viene a formare con quella del cielo del cassone, un masso unico che costituisce la muratura di fondazione della futura opera d'arte. Si comprende che il materiale del cassone rimane perduto nella fondazione.

Le massime profondità che si possono praticamente raggiungere si aggirano intorno ai m. 30, poichè un uomo fisicamente normale non può lavorare ad una pressione superiore a circa quattro atmosfere effettive, ricordando che la pressione dell'aria nella camera del lavoro aumenta di 1 atmosfera per ogni m. 10 $\sim$ di profondità sotto il pelo libero delle acque.

Accessori per un impianto di fondazione ad aria compressa. — L'aria compressa viene prodotta da *compressori a tromba a doppio effetto*, con iniezione di acqua polverizzata onde impedire un eccessivo aumento di temperatura durante

la fase di compressione. L'aria compressa viene inviata in serbatoi cilindrici e da questi viene distribuita ai cassoni attraverso condotte metalliche.

I compressori vengono azionati da motori della potenza di $10 \div 35$ HP. Necessitano altri impianti speciali per il montaggio del cassone, per la illuminazione elettrica, ecc.

2. - SPINTA DELLE TERRE E MURI DI SOSTEGNO

Premessa. — Nella formazione di alcuni rilevati stradali, come quelli che si costruiscono in prossimità dei ponti, ed in generale in quelle opere in cui il terrapieno debba essere sostenuto *efficacemente* da un muro (*muro di sostegno*), il peso proprio di un certo prisma di terra tende a vincere le due forze d'attrito e di coesione esistenti fra le particelle terrose, esercitando una pressione contro la parete di sostegno, che dicesi *spinta della terra.*

A questa spinta possono concorrere altre forze, come i carichi accidentali che transitano sopra il terrapieno e quelle forze che sono dovute, ad esempio, al rigonfiamento del masso terroso per effetto di una sua eccessiva umidità.

Dei carichi accidentali diremo subito che si tiene conto della loro influenza (agli effetti della valutazione della spinta contro la parete di sostegno) traducendoli in equivalenti spessori di terra. Così, ad esempio, se il carico accidentale massimo per le strade ordinarie e per quelle ferrate importanti è rispettivamente Kg. 600/m² e di Kg. 2000/m², ritenendo il peso di volume della terra in chilogrammi 1600/m³, il carico accidentale equivarrà ad un maggiore spessore di terra (per ogni metro quadrato di superficie orizzontale) di:

$$\frac{600}{1600} = \text{m. } 0{,}375 \textit{ per le strade ordinarie};$$

$$\frac{2000}{1600} = \text{m. } 1{,}25 \textit{ per le strade ferrate.}$$

Le altre forze accidentali che possono svilupparsi in seno all'ammasso di terra per effetto di infiltrazioni d'acqua, dovranno sempre eliminarsi con opportune opere di risanamento.

Il peso proprio della terra varia a seconda della sua natura e del suo grado di umidità. Immaginando di formare un cumulo di terra a guisa di cono circolare retto, si potrebbe osservare che oltre un certo angolo, formato dalla generatrice del cono con la sua proiezione orizzontale, chiamato *angolo di attrito*, le particelle terrose tenderebbero a discendere lungo la generatrice. La tangente trigonometrica dell'angolo d'attrito di una terra misura il *coefficiente d'attrito* della terra stessa.

Nel seguente prospetto sono riportati i valori dell'angolo d'attrito φ di alcune terre, i rispettivi coefficienti d'attrito f e il peso Δ di un metro cubo di terra, a seconda dello stato del terreno e cioè se questo è *asciutto*, *umido* o *bagnato*.

NATURA DEL TERRENO	Angolo d'attrito φ	Coefficiente d'attrito f	Peso Δ in Kg./m³
TERRENO ASCIUTTO			
Terra vegetale	35° ÷ 45°	0,700 ÷ 1 —	1400 ÷ 1600
Sabbia fina argillosa	30° ÷ 40°	0,577 ÷ 0,839	1400 ÷ 1600
Argilla, marna	40° ÷ 50°	0,839 ÷ 1,192	1500 ÷ 1700
Argilla commista a sabbia, a ghiaia, a pietrame, ecc. (terre forti) . .	45° ÷ 55°	1 — ÷ 1,429	1600 ÷ 1800
TERRENO UMIDO			
Terra vegetale	30° ÷ 40°	0,577 ÷ 0,839	1500 ÷ 1700
Sabbia fina argillosa	30° ÷ 40°	0,577 ÷ 0,839	1500 ÷ 1700
Argilla, marna	30° ÷ 40°	0,577 ÷ 0,839	1500 ÷ 1800
Argilla commista a sabbia, a ghiaia, a pietrame, ecc. (terre forti) . .	35° ÷ 45°	0,700 ÷ 1 —	1700 ÷ 1900
TERRENO BAGNATO			
Terra vegetale	20° ÷ 30°	0,364 ÷ 0,577	1600 ÷ 1800
Sabbia fina argillosa	15° ÷ 25°	0,268 ÷ 0,466	1600 ÷ 1800
Argilla, marna	10° ÷ 30°	0,176 ÷ 0,577	1650 ÷ 1900
Argilla commista a sabbia, a ghiaia, a pietrame, ecc. (terre forti) . .	25° ÷ 35°	0,466 ÷ 0,700	1800 ÷ 2000

Cenni della teoria del prisma di massima spinta (teoria di *Coulomb-Poncelet*). — Consideriamo un ammasso di terra sciolta ed incoerente, limitato superiormente da una superficie orizzontale e sostenuto da una parete verticale AB (vedi fig. 113). Se immaginiamo che la parete AB ceda, dall'ammasso di terra si staccherà un prisma ABX che tenderà a scorrere verso il basso secondo il

piano di traccia BX, chiamato *piano di scorrimento*. Con procedimento di calcolo superiore il Coulomb ha determinato il prisma di terra, compreso fra ABM, che può produrre la massima spinta contro la parete verticale AB, chiamato appunto *prisma di massima spinta*. Indicando con Δ il peso di un metro cubo di terra, con h l'altezza della parete verticale AB e con φ l'angolo d'attrito della terra, l'intensità della massima spinta S, che deve intendersi applicata alla profondità di $\frac{2}{3}h$ dal piano superiore del terreno, e che è diretta perpendicolarmente alla parete stessa AB, viene, secondo il Coulomb, espressa da:

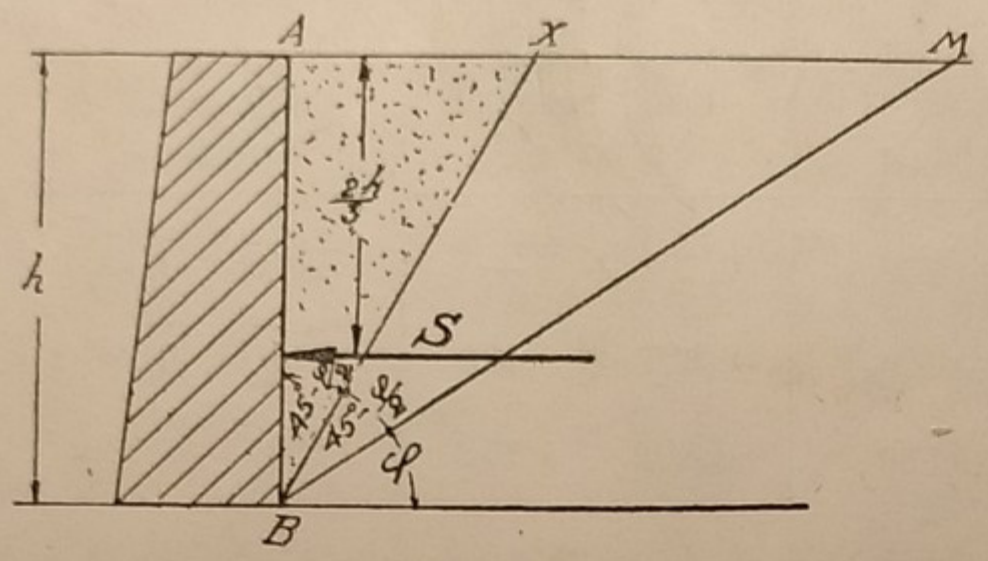


Fig. 113.

$$S = \frac{1}{2}\,\Delta\, h^2 \,\mathrm{tang}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (1)$$

Da questa espressione della spinta si può osservare che il piano di scorrimento di traccia BX divide per metà l'angolo formato dalla parete di sostegno AB e dalla scarpa naturale BM della terra.

Se nell'espressione (1) della spinta S si cambia di segno l'angolo φ, si otterrà il valore della *spinta passiva*, che è quella esercitata dalla parete di sostegno AB contro il terrapieno.

L'equilibrio relativo alla *spinta attiva* S, espressa dalla (1), è chiamato *equilibrio limite inferiore*, perchè se la reazione della parete AB risultasse minore di questo valore, essa non sarebbe più capace di impedire la caduta del prisma di terra. Invece l'equilibrio relativo alla spinta passiva $S_1 = \frac{1}{2}\Delta h^2 \,\mathrm{tang}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$, è chiamato *equilibrio limite superiore*, perchè se aumentasse l'azione della parete AB contro il terrapieno si avrebbe uno scorrimento di quest'ultimo verso l'alto.

Da tutto ciò risulta ora chiaro che esistono infiniti stati di equilibrio del masso terroso, che sono compresi fra l'equilibrio limite inferiore e l'equilibrio limite superiore, ed a ciascuno di questi stati corrisponde un valore della spinta S' del masso terroso compreso fra i valori della spinta attiva S e della spinta passiva S_1. Cosicchè il piano di scorrimento di traccia BX dovrà ruotare tra le due posizioni limiti che formano con la verticale gli angoli di $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ e $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$.

La teoria del prisma di massima spinta è stata generalizzata dal *Poncelet* che ha considerato il caso generale di un terrapieno limitato superiormente da una superficie qualunque, a generatrici orizzontali, sostenuto da un muro avente la parete interna a scarpa (vedi

fig. 114). Immaginando che ad un tratto il muro ceda, dall'ammasso di terra si distaccherà un certo prisma di terra ABX inclinato di un certo angolo α sull'orizzonte. Se con φ_1 s'indica l'angolo d'attrito tra terra e muratura, la reazione della parete interna del muro sarà una certa forza inclinata dell'angolo φ_1 sulla normale alla parete stessa (è $\varphi_1 < \varphi$).

Per determinare il valore della spinta massima S, secondo la teoria di Poncelet, si segue il seguente procedimento grafico: Supponiamo che l'intersezione X del piano di scorrimento BX sia sul lato DE (vedi fig. 114). Si prolunghi detto lato DE verso destra sino ad incontrare la retta di natural declivio BM e si prolunghi il lato stesso DE verso sinistra sino ad incontrare la retta BG che forma con la parete interna BA del muro l'angolo $\varphi + \varphi_1$. Si trasformi il poligono $ACDMB$ nel triangolo equivalente BMI, e dal punto I si tracci la retta

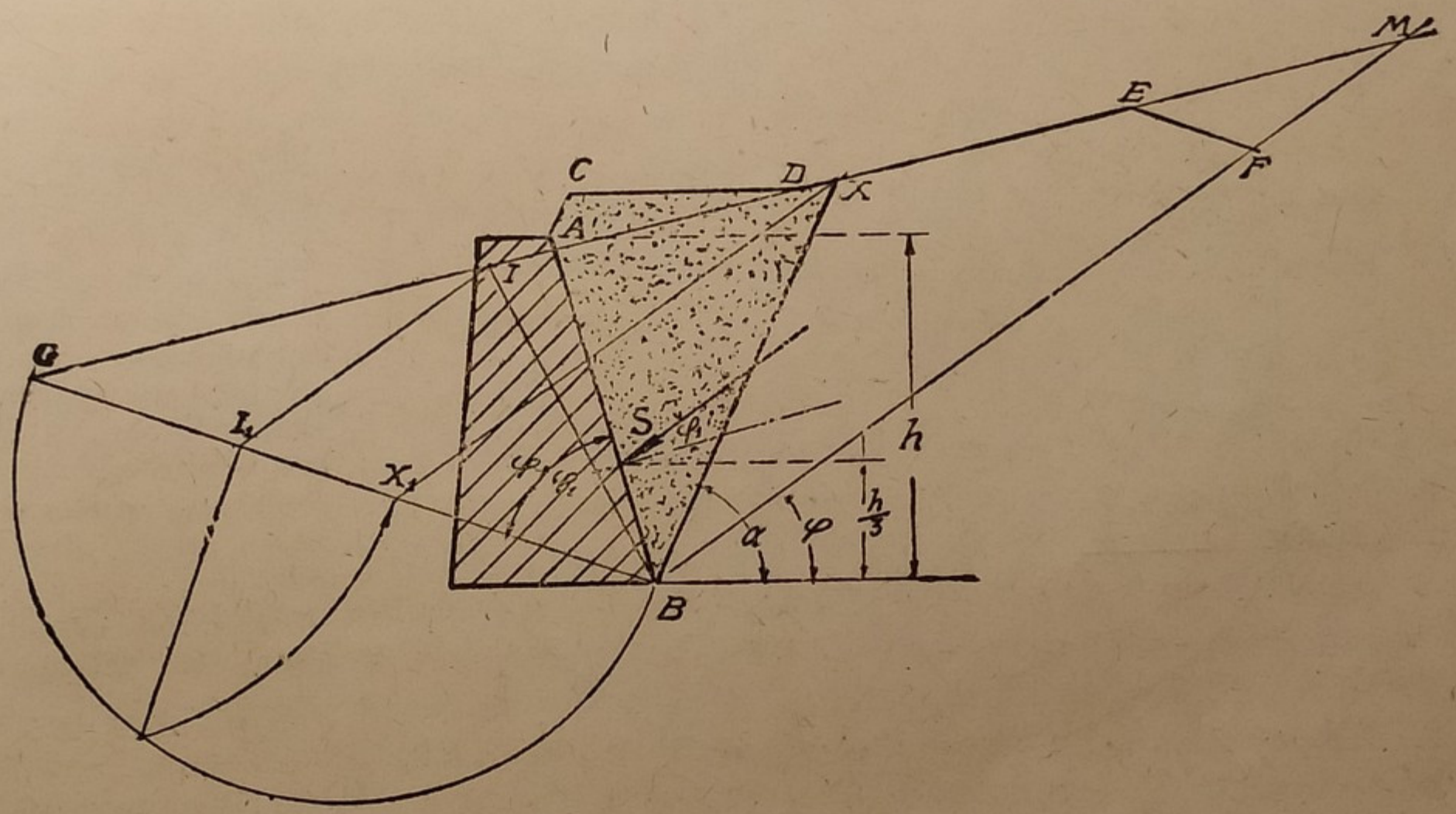


Fig 114.

II_1 parallela a BM. Si costruisca la media geometrica tra GI_1 e GB, ottenendo il segmento GX_1. Tracciando da X_1 la X_1X parallela a BM, il punto X dovrà cadere sul lato DE, in caso contrario si dovrà ripetere la costruzione riferendoci ad un altro lato del profilo superiore del terreno.

Il diagramma delle pressioni sulla parete del muro è triangolare, per cui il punto di applicazione della spinta S cade sempre alla profondità $2/3\ h$: la linea d'azione di S forma con la normale al paramento interno del muro l'angolo φ_1.

In base a questi concetti del Coulomb e del Poncelet potremo ora esporre una semplice regola grafica per la determinazione del valore della spinta S contro un muro di sostegno. Supponiamo di considerare il caso semplice che il terrapieno termini superiormente secondo un piano di traccia AM e che sia sostenuto da una parete verticale AB (vedi fig. 115). Dal punto A si tracci la retta AC (chiamata *retta di direzione*) che formi con la parete interna AB l'an-

golo $\varphi + \varphi_1$, dove φ è l'angolo d'attrito della terra e φ_1 è l'angolo d'attrito tra terra e muro. Si tracci la semicirconferenza di diametro BM e da C si tracci la normale CD alla retta BM sino ad intersecare in D la semicirconferenza. Centro in B e raggio BD si riporti la lunghezza BD in BE sulla retta BM. La lunghezza del segmento $\overline{BE} = \overline{BD}$ rappresenta (per il Teor. di Euclide) (*) la media geometrica fra $\overline{BM}$ e $\overline{BC}$. Dal punto E si tracci la retta EX parallela alla retta di direzione AC. Unendo X con B, la BX rappresenterà la traccia del piano di scorrimento. Facendo centro in E e con raggio $\overline{EX}$ si riporti $\overline{EX}$ sulla retta BM in EG. Il triangolo EXG, così ottenuto, è chiamato *triangolo di spinta* e la sua area $\frac{1}{2}\,yn$ (dove y ed n rappresentano le lunghezze della base GE e dell'altezza relativa alla base stessa) moltiplicata per il peso di volume Δ della terra, ci dà il valore della spinta S che il terrapieno esercita contro un metro di fuga di muro, ossia:

$$S = \frac{1}{2}\Delta \cdot y \cdot n .$$

La linea d'azione della spinta S è inclinata dell'angolo φ_1 sulla normale alla parete AB del muro, ed il suo punto di applicazione trovasi alla profondità $2/3h$.

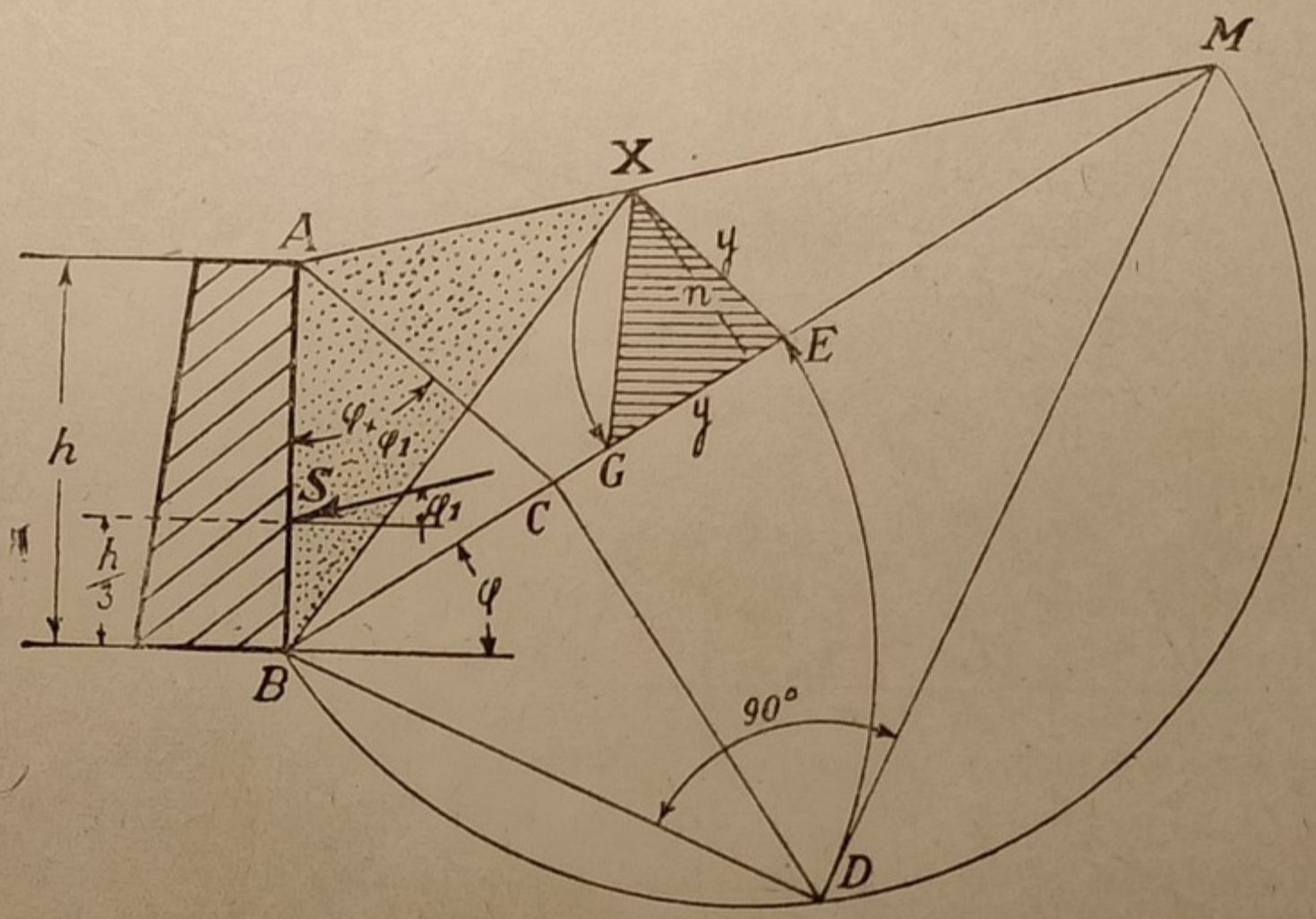


Fig. 115.

(*) Ricordiamo qui uno dei due noti Teoremi di Euclide:

« Il quadrato costruito su un cateto di un triangolo rettangolo è equivalente al rettangolo che ha per lati la ipotenusa e la proiezione del cateto stesso sopra l'ipotenusa ».

Perciò nel caso della figura 115 abbiamo:

$$\overline{BD}^2 = BM \cdot BC.$$

Osservazione. — Il metodo del prisma di massima spinta è di facile applicazione e si presta a terrapieni che terminano superiormente tanto secondo un piano inclinato, quanto secondo un piano orizzontale. Inoltre i risultati di questo metodo sono sufficientemente esatti per la pratica.

Le applicazioni di questo metodo verranno fatte in seguito (vedi pagina 157).

Cenno della teoria del masso illimitato (o teoria di *Rankine-Mohr*).

Premessa. — Se nell'interno di un ammasso terroso, dotato di attrito ma privo di coesione, limitato superiormente da un piano di traccia MN (vedi fig. 116) e pel resto indefinito, si considera un piano verticale di traccia AB, si hanno le seguenti due proprietà, che sono di facile dimostrazione:

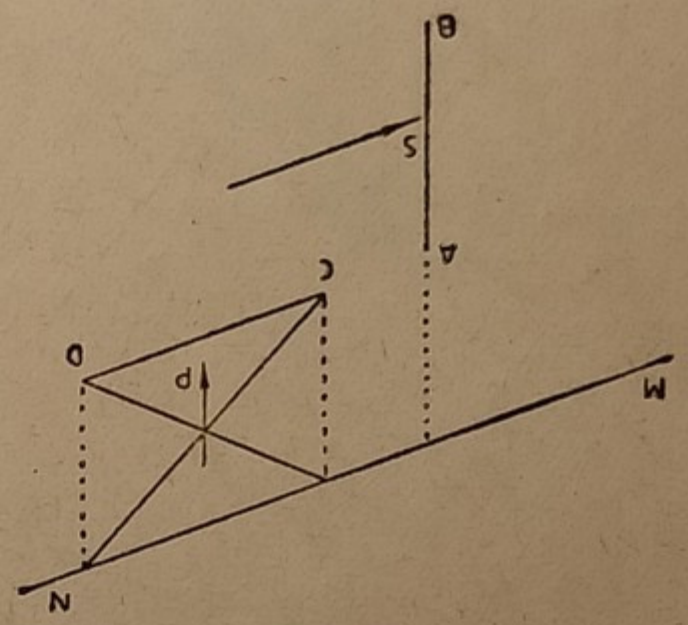


Fig. 116.

1° *La pressione S esercitata dalla terra contro la parete verticale di sostegno di traccia AB (nell'ipotesi che sia rimossa tutta la parete dell'ammasso posta a sinistra di AB) è parallela alla superficie superiore MN del terreno.*

2° *La pressione P esercitata su un piano di traccia CD parallelo alla superficie superiore MN del terreno, è verticale ed è misurata dal peso del prisma di terra sovrastante CD stesso.*

Da queste due proprietà rileviamo che esiste una *corrispondenza biunivoca* fra le due direzioni contrassegnate dalla *giacitura* (piano verticale di traccia AB, oppure piano di traccia CD parallelo ad MN) e dalla linea d'azione della *pressione* (spinta S parallela ad MN, oppure pressione verticale P), in quanto fissata che sia la direzione MN del profilo superiore del terreno, ad AB verticale corrisponde S parallela ad MN e viceversa, a CD parallela ad MN (e quindi ad S) corrisponde P verticale).

Equilibrio limite inferiore e superiore. — Premesso quanto sopra, rappresenti ora AX (vedi fig. 117-a) la traccia della superficie superiore del terreno. Se sotto l'azione della spinta del terreno la parete verticale AB tende a spostarsi in $A'B'$, ammettiamo che dall'ammasso indefinito di terra tenda a staccarsi un prisma ABX di larghezza o profondità *uno*, che, scorrendo lungo BX, assuma una nuova posizione di equilibrio $A'B'X'$ per azione del peso G del prisma ABX, della reazione — S della parete AB (ricordare che la linea d'azione di S è parallela alla traccia AX della superficie superiore del terreno) e della reazione R del terreno sottostante ABX. Queste tre forze complanari in equilibrio devono passare per uno stesso punto del piano di scorrimento BX, mentre le loro grandezze saranno rappresentate dai lati di un triangolo (disegnato in

una certa scala) aventi un senso unico di percorso (vedi Vol. I, pag. 100). Inoltre la linea d'azione di R non potrà formare con la normale *ON* alla superficie di scorrimento un angolo maggiore dell'angolo d'attrito φ della terra in esame. Se *R* coincide con la direzione *II-O* posta al disopra della normale *ON* (vedi fig. 117, *b*), costruendo il triangolo delle forze *OG2* (ciò che si ottiene disegnando in una certa scala il segmento *OG* verticale, che rappresenta il peso del prisma di terra $ABX \times 1$, quindi tracciando per gli estremi *O* e *G* le parallele alla traccia *AX* della superficie superiore del terreno e alla *II-O*), si otterrà in 2-*O* la grandezza della reazione massima, S_{max}, della parete verticale *AB*. Invece, se *R* coincide con la direzione *III-O*, posta al disotto della normale *ON*, operando in modo analogo a quanto è stato detto, costruiremo il triangolo delle forze *OG3* il cui lato *G3* è parallelo a *III-O*. Otterremo in 3-*O* la grandezza della reazione minima, S_{min}, della parete verticale *AB*.

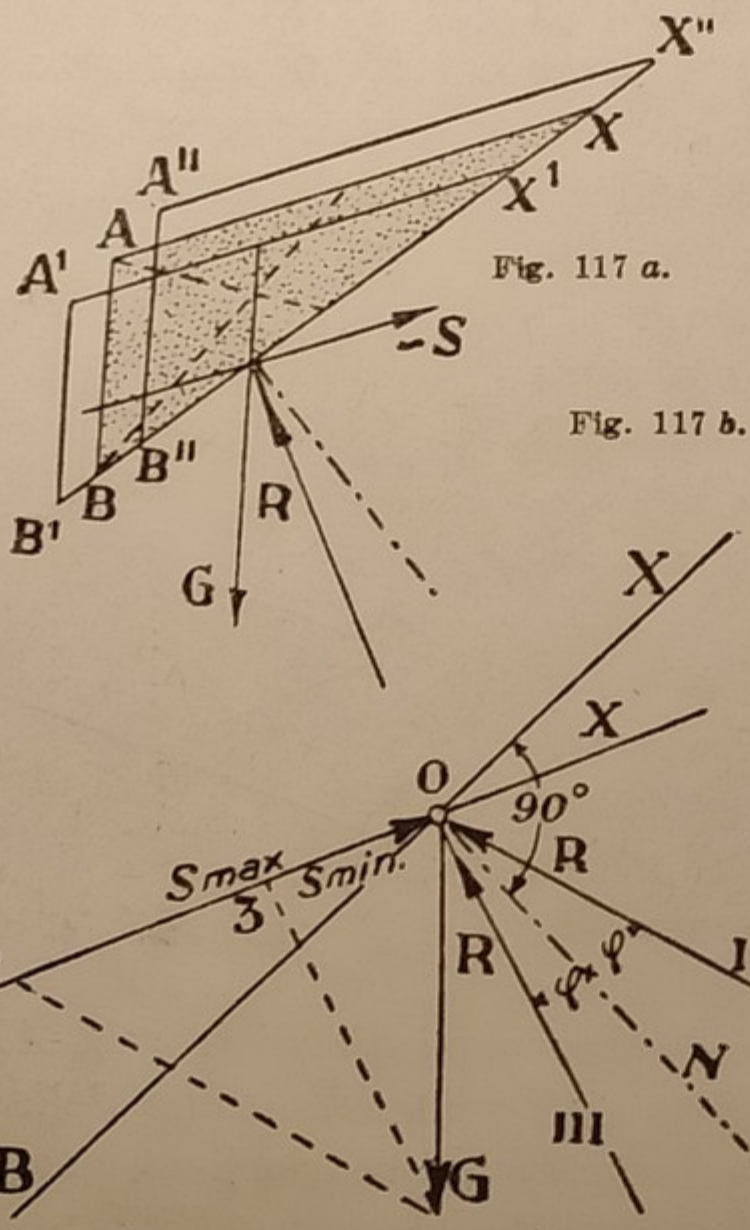


Fig. 117 *a*.

Fig. 117 *b*.

Immaginando ora che la *R* ruoti attorno ad *ON* da destra verso sinistra dell'angolo φ, il segmento $2\text{-}O = S_{max}$ diminuirà di grandezza sino a diventare $3\text{-}O = S_{min}$, quando *R* coinciderà con *III-O*. Perciò, alla massima rotazione di *R* attorno alla normale *ON* alla superficie di scorrimento *BX*, corrisponde il minimo valore della spinta, S_{min}, per la quale la reazione *R* del terreno è inclinata sulla normale *ON* dell'angolo φ verso il basso. A questa posizione di equilibrio si dà il nome di *equilibrio limite inferiore*, poichè al disotto di S_{min} si avrebbe uno scorrimento del prisma *ABX* verso il basso. Se invece *AB* tende a spostarsi in *A''B''* (vedi fig. 117-*a*) che è posizione simmetrica di *A'B'* rispetto ad *AB*, lo scorrimento del prisma *ABX* avverrà verso l'alto, secondo *BX* per il quale la *R* è ancora inclinata sulla normale *ON* dell'angolo φ, ma al disopra di *ON*, cioè la *R* è diretta secondo *II-O* che è posizione simmetrica di *III-O* rispetto ad *ON*. La spinta risulta massima, S_{max}, e questa posizione di equilibrio è chiamata *equilibrio limite superiore*, poichè al disopra di S_{max}, si

avrebbe uno scorrimento del prisma ABX verso l'alto. Fra le due situazioni limiti di *equilibrio limite inferiore* e di *equilibrio limite superiore* evidentemente si hanno infinite condizioni di equilibrio indeterminate, in quanto risultano indeterminati i valori di R e di S. Nel caso particolare di $\varphi = 0$, cioè ritenuto nullo l'attrito della terra (caso dei liquidi), la reazione R del terreno risultan o normale al piano di scorrimento BX, saranno definiti i valori di R e di S, costruendo il triangolo delle forze.

Costruzione delle direzioni principali e di scorrimento per un punto del terreno.

Facendo sempre l'ipotesi che l'ammasso terroso sia privo di coesione ma dotato di attrito, se consideriamo un punto nell'interno dell'ammasso posto ad una certa distanza (valutata verticalmente dalla superficie superiore libera del terreno), si hanno le seguenti due proprietà:

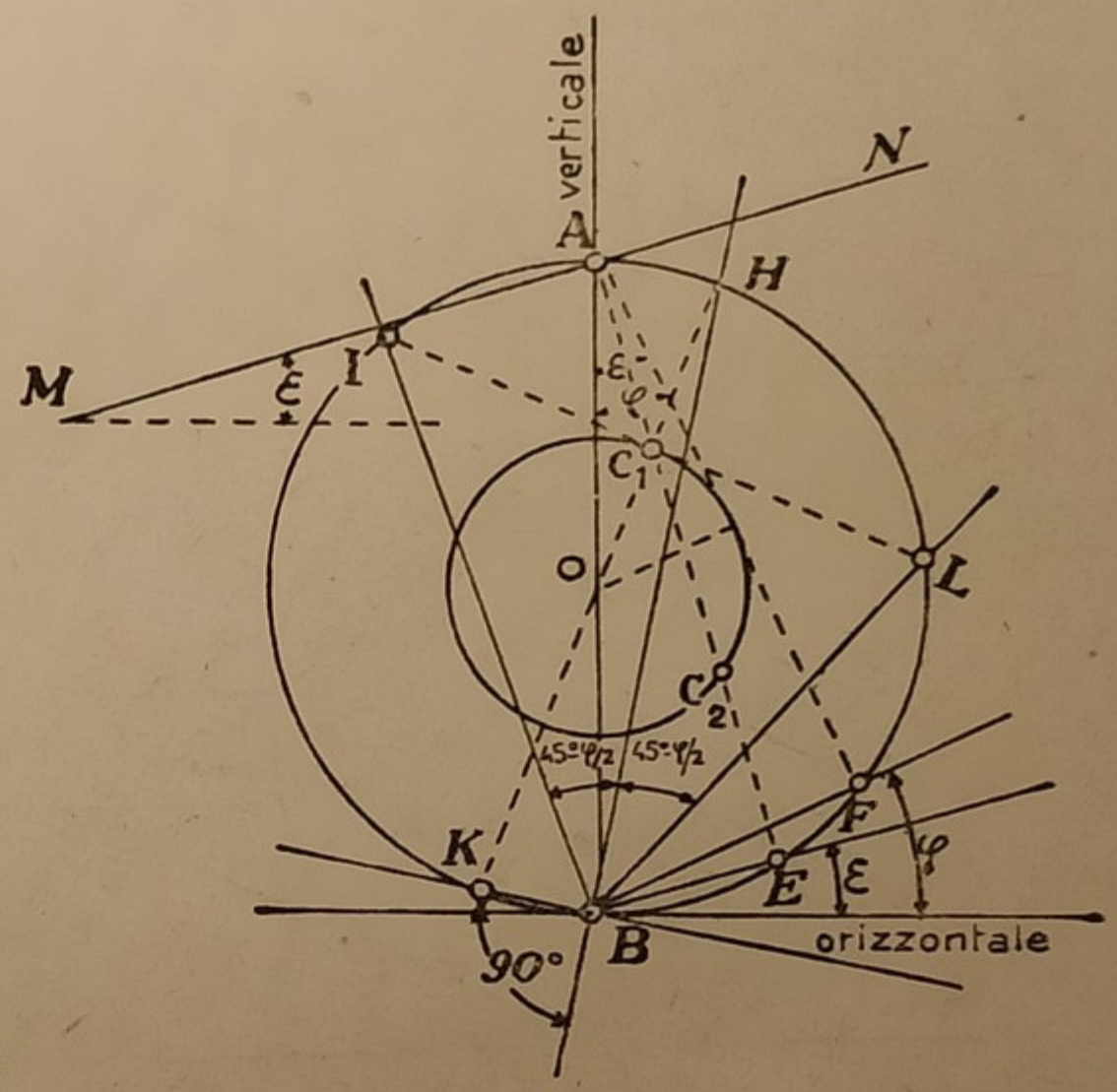


Fig. 118.

1° *Se nell'intorno di un punto preso nell'interno dell'ammasso terroso privo di coesione ma dotato di attrito, si considera una piccolissima superficie di larghezza* uno *inclinata di un dato angolo rispetto alla verticale, è determinata in grandezza e in direzione la pressione unitaria che il terreno esercita su quella piccolissima superficie.*

2° *Date la direzione e la grandezza della pressione che il terreno esercita nell'intorno di un certo punto preso nell'interno dell'ammasso terroso privo di coesione ma dotato di attrito, rimane fissata la posizione della piccolissima superficie di larghezza uno nell'intorno di quel punto, sulla quale si esercita quella pressione.*

Da queste due proprietà, che sono inverse l'una dell'altra, deduciamo che esiste una corrispondenza biunivoca fra l'inclinazione o *giacitura* di una piccolissima superficie presa nell'interno dell'ammasso terroso e la *pressione* unitaria che si esercita sulla superficie stessa.

Potendosi ripetere le stesse considerazioni per le infinite superficie passanti per uno stesso punto preso nell'interno dell'ammasso terroso, si conclude che fra il fascio di rette (rappresentato dalle tracce di dette superficie sul piano del disegno) passanti per quel punto, ed il fascio sovrapposto di rette rappre-

sentate dalle direzioni delle pressioni, si ha una *involuzione* di rette. Due rette *corrispondenti* in detta involuzione si dicono *coniugate* in quanto esse si corrispondono in doppio modo o con permutabilità.

In *geometria proiettiva* si dimostra il seguente teorema: «*Una corrispondenza involutoria è determinata quando si conoscono due coppie di elementi corrispondenti* ».

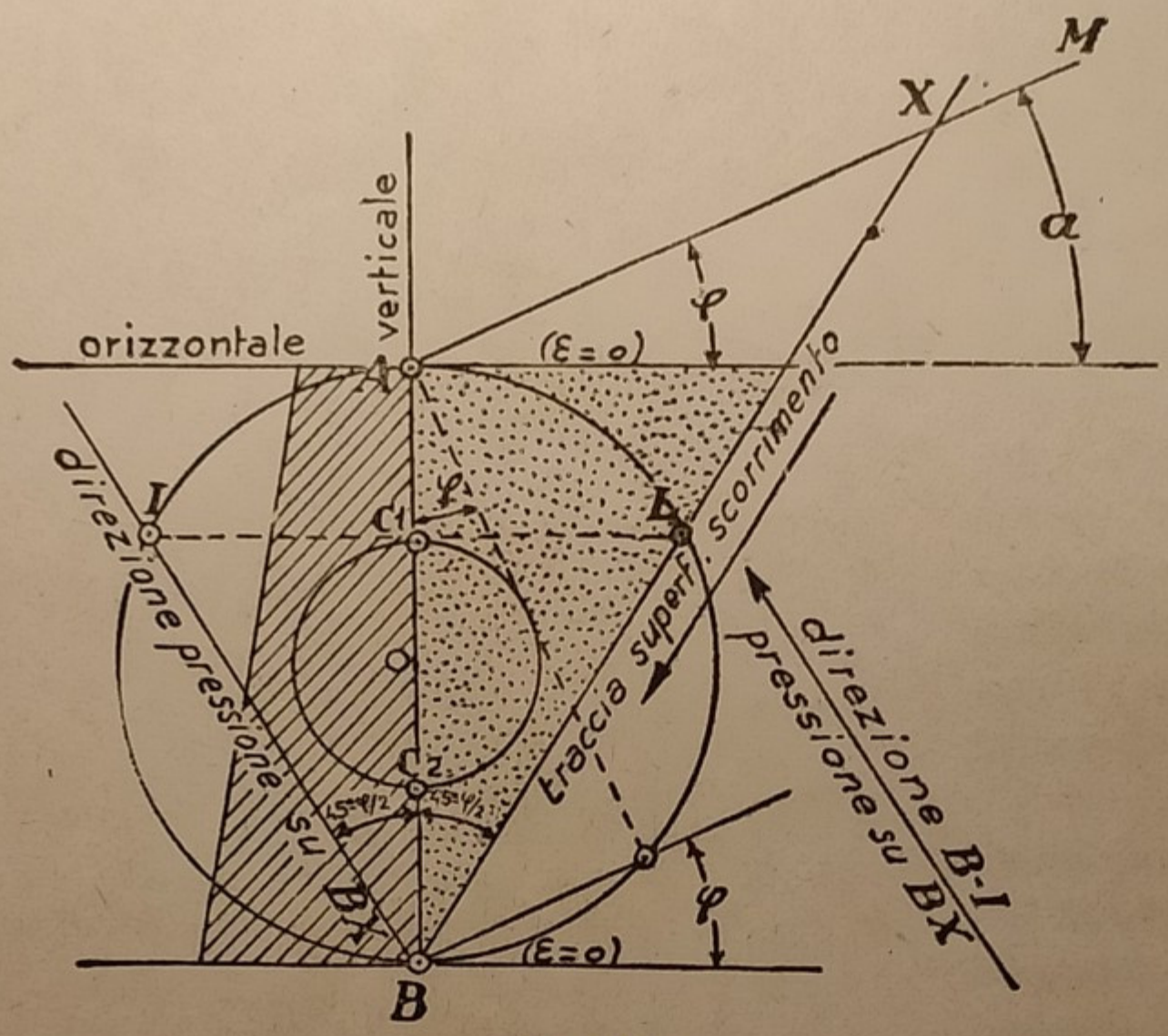


Fig. 119 *a*.

Nel caso nostro si conosce già una coppia di elementi corrispondenti, rappresentata dalla direzione verticale e dalla direzione parallela alla superficie libera del terreno, poichè sappiamo che se la superficie è verticale, la spinta è parallela alla superficie libera del terreno; e viceversa, se la superficie considerata nell'interno dell'ammasso terroso è parallela alla superficie libera del terreno, la spinta è verticale. — Inoltre, poichè lo studio delle pressioni nell'interno dell'ammasso terroso viene fatto per lo stato d'equilibrio limite inferiore oppure per quello superiore, abbiamo l'altra coppia d'elementi occorrenti per definire l'involuzione, rappresentata dalla direzione della superficie di scorrimento e dalla direzione della forza R che si esercita sulla stessa superficie di scorrimento, direzioni che non conosciamo a priori, ma sappiamo però che esse formano l'angolo $90^\circ - \varphi$, che è il minore angolo possibile fra giacitura e pressione.

Riprendendo in esame la fig. 116, chiameremo *masso attivo* l'ammasso di terra posto a destra di AB, e *masso passivo* quello posto a sinistra di AB. Un muro di sostegno generalmente sostituisce la parte passiva: pertanto *nello studio della stabilità del muro* stesso *interessa determinare la spinta minima*, S_{min}, *del masso attivo contro la parete verticale* AB. Come abbiamo già detto, *la condizione limite minima*, S_{min}, *dell'equilibrio del prisma di terra di larghezza uno è data dall'essere* φ *inclinato verso il basso rispetto alla normale alla superficie di*

scorrimento (vedi fig. 117 - *b*), *per cui il minor angolo possibile fra giacitura BX e pressione R è* $90°-\varphi$.

Proponiamoci ora di determinare le pressioni e le corrispondenti giaciture nell'intorno del punto B, piede della parete verticale AB, mediante la seguente costruzione geometrica. Tracciamo per B (vedi fig. 118) le semirette BE, BF, inclinate rispettivamente dell'angolo ε (che la superficie superiore MN del terreno forma con l'orizzontale) e dell'angolo φ d'attrito della terra (evidentemente è $\varepsilon \leq \varphi$). Inoltre tracciamo la circonferenza di centro O e diametro AB e gli angoli alla circonferenza $BAE = \varepsilon$, $\widehat{BAF} = \varphi$. Risulterà $A\widehat{B}F = 90°-\varphi$, che è il minor angolo possibile fra giacitura e pressione. Le rette BA, BE si corrispondono nella involuzione e quindi i punti A e E si corrispondono nella involuzione sul cerchio. Il centro della involuzione dovrà trovarsi su AE. La circonferenza di centro O, tangente ad AF, interseca nei punti C_1, C_2 la semiretta AE. Questi punti rappresentano rispettivamente il centro della corrispondenza biunivoca tra giacitura e pressione, relativo, il primo, allo stato di equilibrio limite inferiore, ed il secondo allo stato di equilibrio limite superiore. Infatti, dal punto C_1 tracciamo la IL perpendicolare al raggio OC_1 ed uniamo i punti I ed L col punto B. Sarà $IBL = 90°-\varphi$, essendo $IL = AF$. Poichè tra tutte le coppie di rette corrispondentisi nell'involuzione vi è la coppia BI, BL che forma l'angolo minimo $90°-\varphi$, avente le intersezioni I ed L sulla circonferenza, e la retta che unisce queste due intersezioni risulta normale al diametro passante per C_1, allora i punti I ed L si corrisponderanno nell'involuzione sul cerchio ed il punto C_1 (intersezione di AE con IL) sarà il centro della corrispondenza biunivoca tra giacitura e pressione relativo allo stato di equilibrio limite inferiore. In modo analogo si potrebbe dimostrare che C_2 è il centro della corrispondenza biunivoca tra giacitura e pressione relativa allo stato di equilibrio limite superiore. Si osservi che per $\varepsilon = \varphi$ la semiretta AE coinciderebbe con AF, per cui i due centri C_1, C_2 cadrebbero nel punto di tangenza di AF

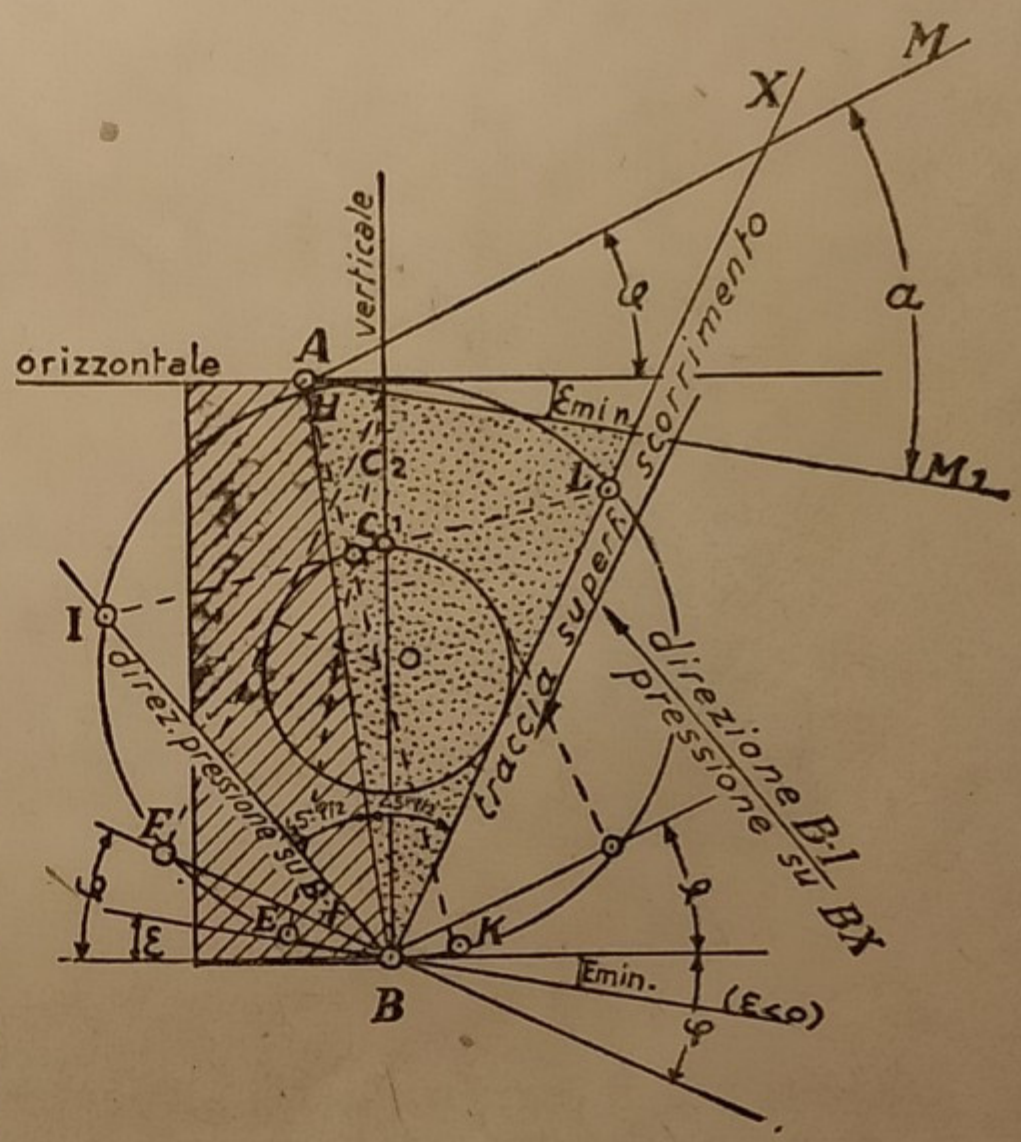


Fig. 119 *b*.

con la circonferenza di raggio OA sen φ; mentre per $\varepsilon = O$ (caso della superficie superiore libera del terreno orizzontale), la AE coinciderebbe con AB, per cui i due centri C_1 C_2 cadrebbero sugli estremi del diametro verticale della circonferenza di raggio OA sen φ.

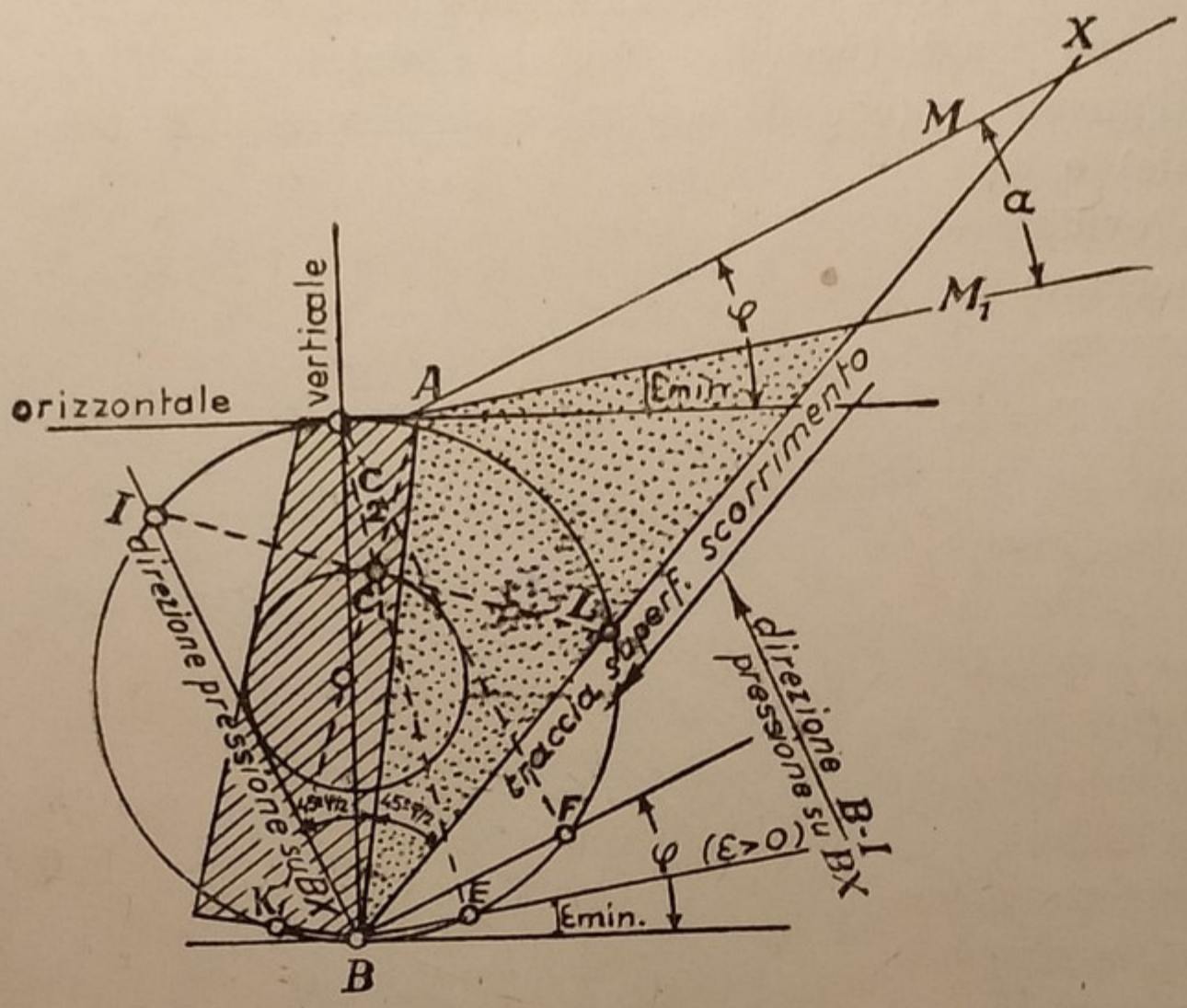


Fig. 119 c.

Delle due rette BL, BI, che si corrispondono nell'involuzione (formando l'angolo minimo $90° - \varphi$), una rappresenterà la *traccia della superficie di scorrimento*, mentre l'altra retta rappresenterà la *direzione della pressione per l'equilibrio limite inferiore.*

Si chiamano *direzioni principali* quelle direzioni fra loro *ortogonali* che si corrispondono nell'involuzione, ed esse rappresentano quelle direzioni per le quali *giacitura pressione sono fra loro ortogonali.* — Le direzioni principali passanti per B corrispondenti all'equilibrio limite inferiore, si ottengono unendo il punto B con gli estremi H, K del diametro passante per i punti O, C_1. Si osservi che le rette BI, BL sono simmetriche rispetto alle direzioni principali BH, BK, essendo $IH = HL$. Pertanto sarà $IBH = HBL = \frac{1}{2}(90° - \varphi) = 45° - \varphi/2$, cioè *la direzione di scorrimento* (BL oppure BI) *è inclinata di* $45° - \varphi/2$ *rispetto ad una direzione principale.* Se la verticale AB rappresenta il paramento di un muro e s'immagina rimosso l'ammasso terroso a sinistra di AB (vedi fig. 119-*a*), la direzione di scorrimento sarà la BL, mentre la direzione della pressione su BL sarà contrassegnata da BI.

Costruzioni dei limiti del profilo superiore del terreno per la validità della teoria del masso illimitato.

Per la teoria di Rankine-Mohr, il terrapieno sostenuto da un muro dovendo funzionare come *parte attiva* del masso terroso, tracciando per lo spigolo inferiore del paramento interno del muro la parallela alla direzione principale,

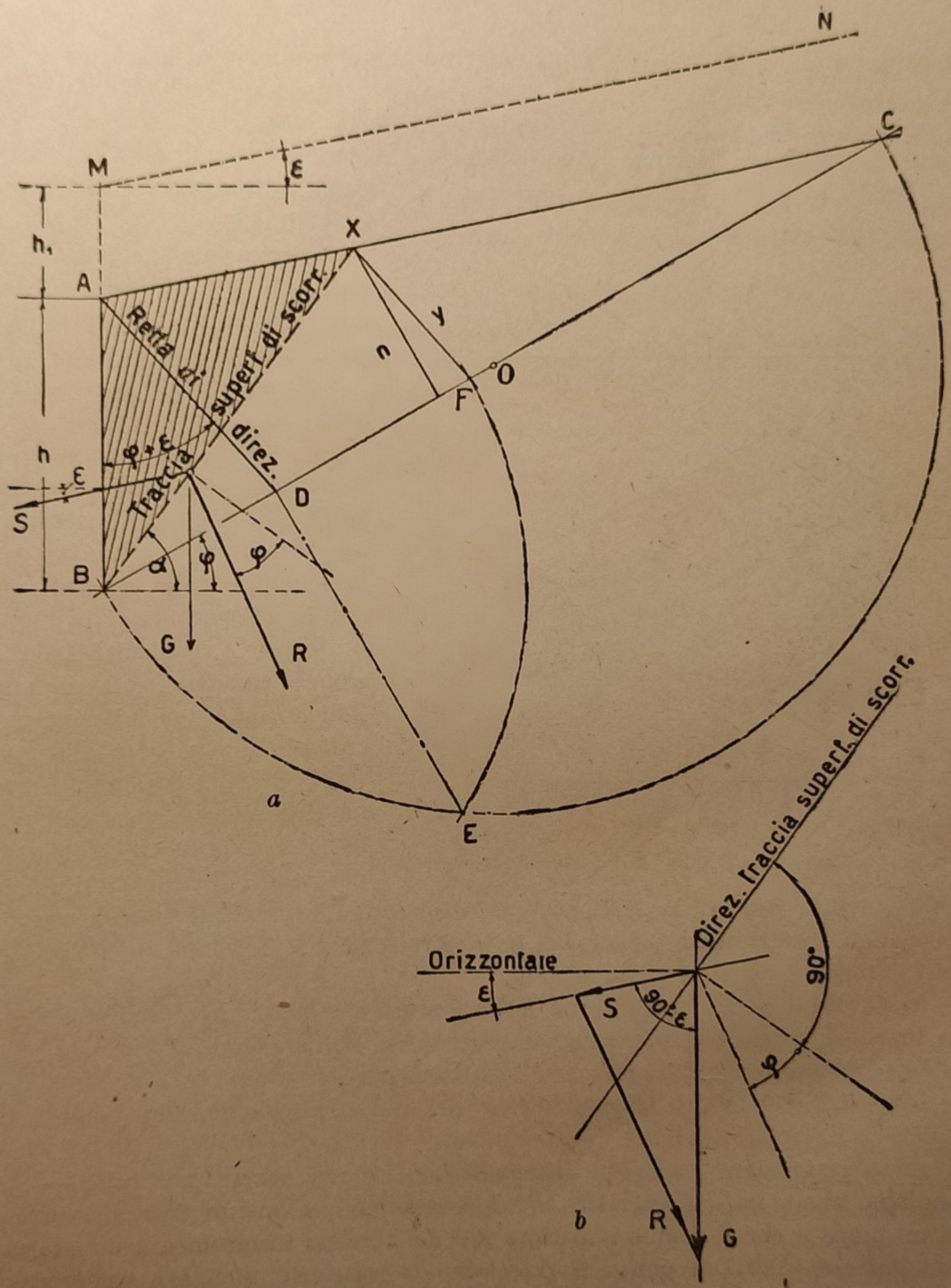

N
C
M
ε
h,
A
X
Retta di
superf. di scorr.
y
c
O
F
direz.
D
h
ε
S
Traccia
φ + ε
B
α
φ
φ
G
R
a
E
Direz. Traccia superf. di scorr.
Orizzontale
ε
S
90°-ε
90°
φ
b
R
G

Fig. 120.

questa parallela dovrà cadere nell'interno del terrapieno o dovrà coincidere col paramento interno del muro stesso, in caso contrario la teoria del masso illimitato cadrà in difetto. Si ricordi che la parte attiva del masso terroso è compresa fra una direzione principale e la direzione di scorrimento che forma con la direzione principale l'angolo di $45° - \varphi/2$.

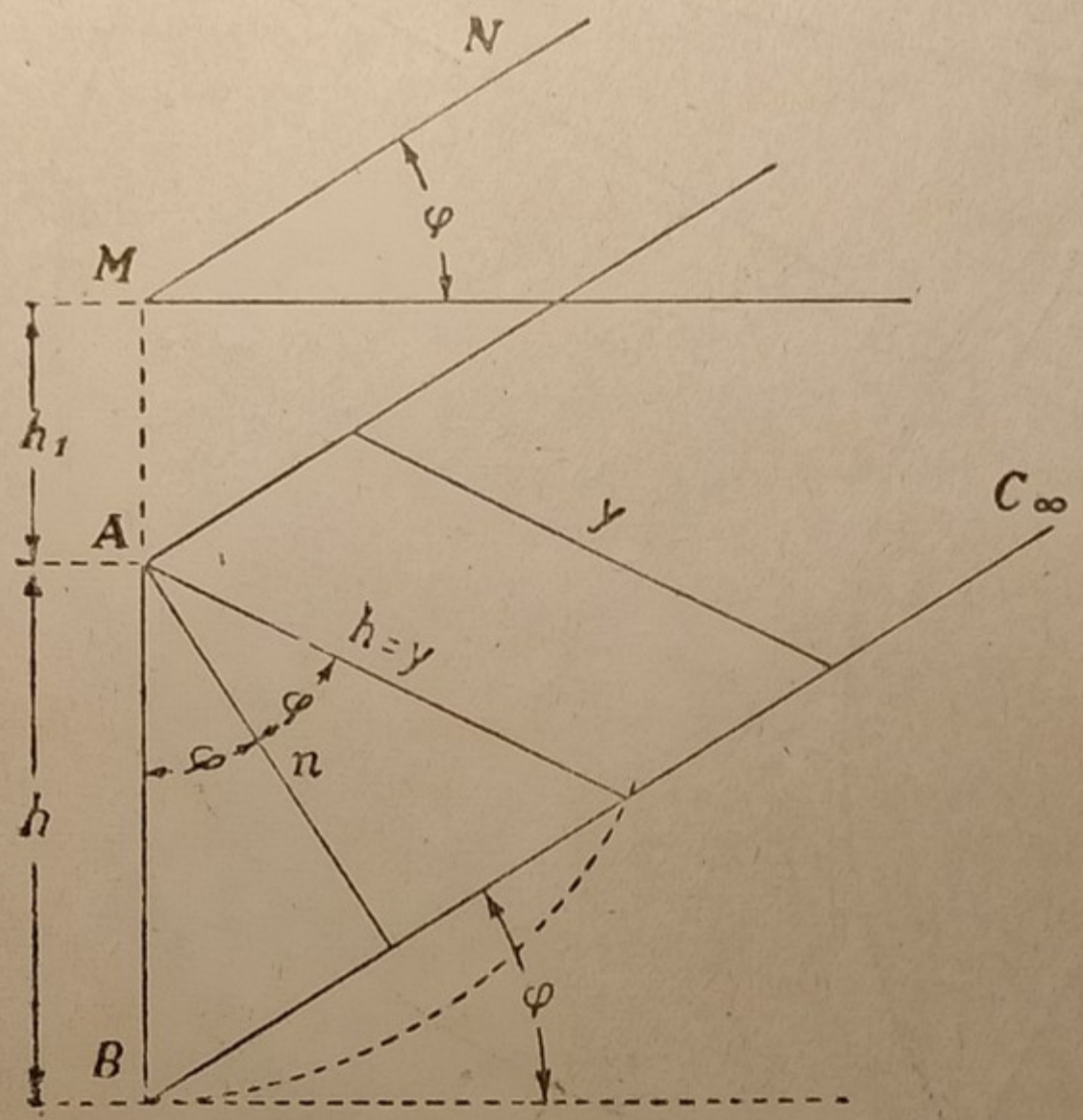


Fig. 121.

Pertanto, considerando l'equilibrio limite inferiore il muro deve necessariamente svilupare una *reazione*.

Si presentano i seguenti tre casi:

1° Se il paramento interno AB del muro è verticale (vedi fig. 119-*a*), la teoria è applicabile per valori di ε compresi nell'angolo α avente per lati la orizzontale ($\varepsilon = 0$) passante per A, per cui BA è direzione principale, e la direzione AM formante con l'orizzontale l'angolo d'attrito φ della terra.

2° Se il paramento interno del muro è a scarpa (vedi fig. 119-*b*), la teoria è applicabile per valori di ε compresi nell'angolo α avente per lati la AM_1 posta al disotto dell'orizzontale passante per A, per cui BA è direzione principale, e la direzione AM formante con l'orizzontale l'angolo d'attrito φ della terra.

3° Se il paramento interno AB del muro è a strapiombo (vedi fig. 119-*c*), la teoria è applicabile per valori di ε compresi nell'angolo α avente per lati la AM_1 posta al disopra dell'orizzontale passante per A, per cui BA è direzione principale, e la direzione AM formante con l'orizzontale l'angolo d'attrito φ della terra.

Determinazione grafica della spinta contro una parete verticale. — Supponiamo che AB (vedi fig. 120 *a*) rappresenti il paramento interno verticale di un muro e che il profilo superiore AC del terreno formi un angolo ε ($\varepsilon \leq \varphi$) con l'orizzontale. Dal punto B tracciamo la retta BC inclinata sull'orizzonte dell'angolo d'attrito φ. La spinta minima, S_{min}, è quella dovuta al peso di un

prisma di terra ABX avente m. 1 di profondità (chiamato *prisma di spinta*). Il triangolo ABX è equivalente al triangolo BXF e quest'ultimo si ottiene con la seguente costruzione: Dal punto A si tracci la retta AD inclinata sulla verticale AB dell'angolo $\varphi + \varepsilon$ (AD è chiamata *retta di direzione*) e si costruisca la media geometrica $BE = BF$ fra i segmenti $\overline{BC}$ e $\overline{BD}$. Dal punto F si tracci la parallela FX alla retta di direzione AD: avremo così costruito il triangolo BFX.

Se G è il peso del prisma di terra ABX, profondo m. 1, decomponendo la forza G (vedi fig. 120 b) nella componente S secondo la direzione MN e nella componente R inclinata dell'angolo d'attrito φ sulla normale verso il basso alla superficie di scorrimento BX, si otterrà in S il valore della spinta che è espressa da: $S = \frac{1}{2} \Delta\, yn$. Se invece il profilo superiore del terreno è M-N, si ha:

$$S = \frac{1}{2} \Delta \cdot y \cdot n \left(1 + \frac{2\, h_1}{h}\right) \quad (1)$$

essendo:

Δ il peso di volume della terra;
y la lunghezza grafica XF (vedi fig. 120-a);
n la lunghezza della perpendicolare condotta da X alla retta BC;
h_1 l'altezza AM del terreno sovrastante la parete verticale AB;
h l'altezza della parete AB.

Casi particolari — 1°) Nel caso che il profilo superiore MN del terreno sia inclinato secondo l'angolo φ di attrito (ossia risulti $\varepsilon = \varphi$), allora (vedi fig. 121) i punti C ed F vanno all'infinito (punti impropri) e si ha $y = h$ ed $n = h \cos \varphi$. In tal caso l'equazione generale (1) diventa:

$$S = 1/2\, \Delta \cdot h^2 (1 + 2h_1/h) \cos \varphi. \ (*) \quad (2)$$

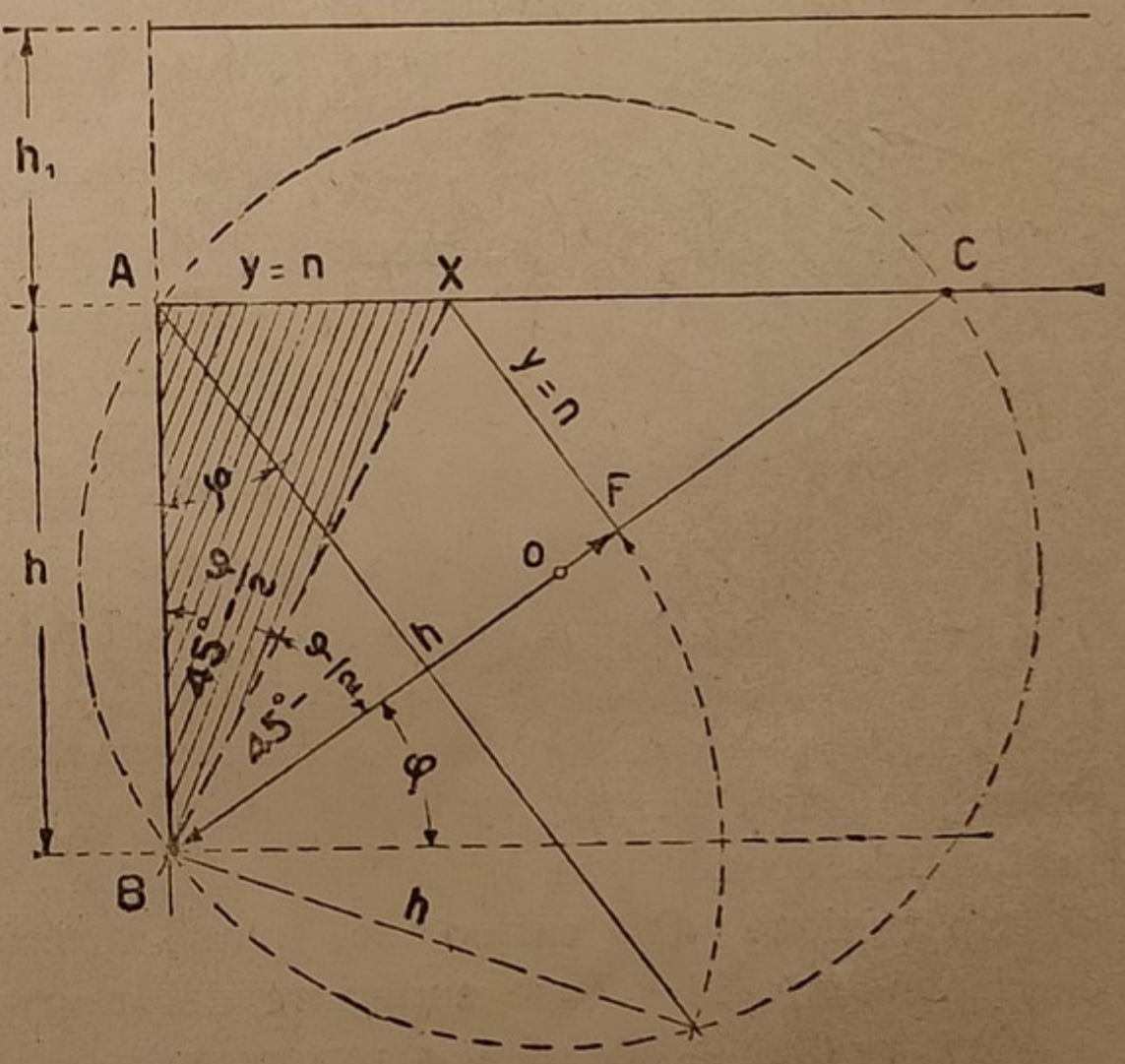


Fig. 122.

2° Nel caso che il profilo superiore del terreno sia orizzontale, cioè nel caso che risulti $\varepsilon = 0$, allora (vedi fig. 122) la spinta S sarà diretta orizzontalmente e perciò risulterà perpendicolare alla parete verticale AB. Si ha allora:

$$y = n = h \operatorname{tg} (45° - \varphi/2),$$

(*) In questo caso il triangolo di spinta presenta la massima area, e perciò si ha la massima spinta contro la parete AB.

per cui l'equazione generale (1) diventa:

$$S = \frac{1}{2}\Delta \cdot h^2 \left(1 + \frac{2\,h_1}{h}\right) \mathrm{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (3)$$

3°) Se $h_1 = 0$, ossia quando non esiste terreno al disopra della parete AB, l'equazione (3) diventa:

$$S = \frac{1}{2}\Delta\, h^2\, \mathrm{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right). \qquad (4)$$

4°) Nel caso che la parete AB del muro risulti inclinata di un certo angolo α rispetto alla verticale, ossia essa risulti diretta secondo la A_1B (vedi fig. 123 *a*), allora la spinta S_1 contro la parete A_1B si troverà componendo la spinta S contro la parete AB verticale con la forza (peso) G del prisma di terra BCC_1A_1 (vedi fig. 123 *b*).

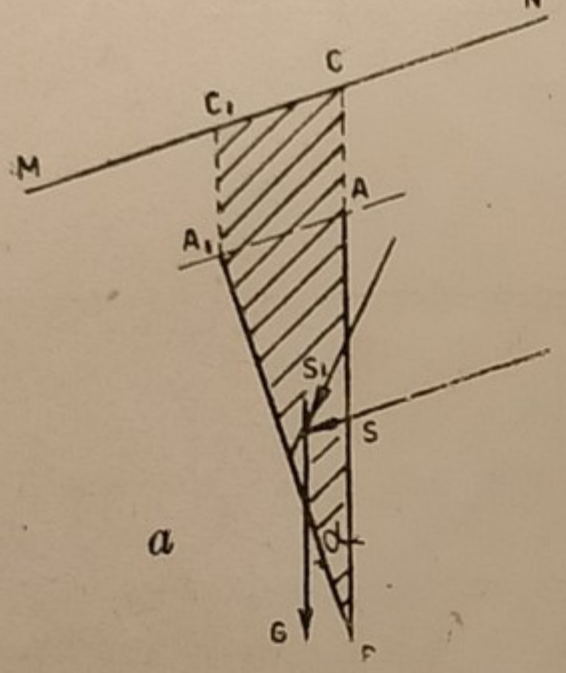


Fig. 123.

5°) Nel caso che sul terrapieno gravi un carico accidentale q (in Kg./m²), anzitutto si ridurrà questo carico in uno strato di terra di altezza $h_1 = q/\Delta$ (essendo Δ il peso di 1 m³ di terra: in media Δ = Kg. 1600 ÷ 1800/m³), quindi si procederà come abbiamo detto nel 2° caso particolare.

Se sul terrapieno grava un carico concentrato P (vedi fig. 124) lo trasformeremo in un carico ripartito secondo la regola di *Winkler*, ritenendo per i *terreni incoerenti* che il carico P concentrato si ripartisca in profondità secondo una legge lineare, come mostra la figura 124. La larghezza di ripartizione del carico sul piano orizzontale, corrispondente alla base superiore del muro, sarà: $a + 2\,h_1\,\mathrm{tg}\,(30^\circ \div 45^\circ)$, se a rappresenta la dimensione della base d'appoggio del carico accidentale P ed h_1 l'altezza di terrapieno sovrastante il muro.

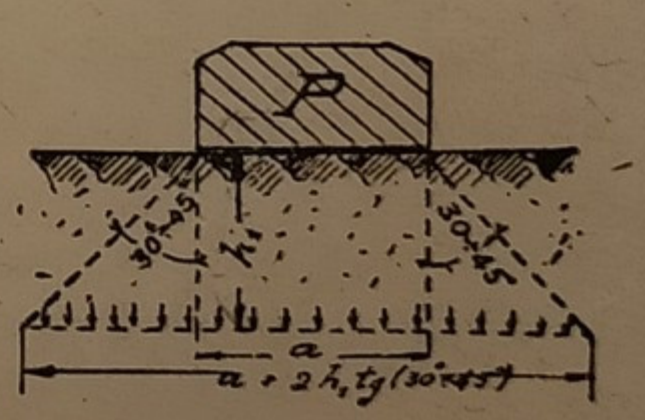


Fig. 124.

6°) Se il profilo superiore del terreno è orizzontale ed è sovraccaricato di q Kg./m² (vedi fig. 125), allora si ridurrà il carico accidentale q in equivalente altezza di terra, e cioè $h_1 = q/\Delta$. La spinta contro il paramento interno AB del muro sarà la risultante di due forze dirette perpendicolarmente al paramento stesso, e cioè:

$$S = \frac{1}{2}\Delta\, h^2\, \mathrm{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right),$$

dovuta all'altezza h di terrapieno ed applicata ad $1/3\,h$ a partire dalla base del muro, e:

$$S_1 = \Delta \cdot h \cdot h_1 \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = h \cdot q \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right),$$

dovuta al carico accidentale ed applicata ad $1/2\,h$.

Il diagramma risultante dalla spinta dovuta ad S e S_1 è il trapezio rettangolo *abed* (vedi fig. 125). Esso si compone del triangolo rettangolo *bce*, che è il diagramma relativo alla spinta S, e del rettangolo *abcd*, che è il diagramma relativo alla spinta S_1.

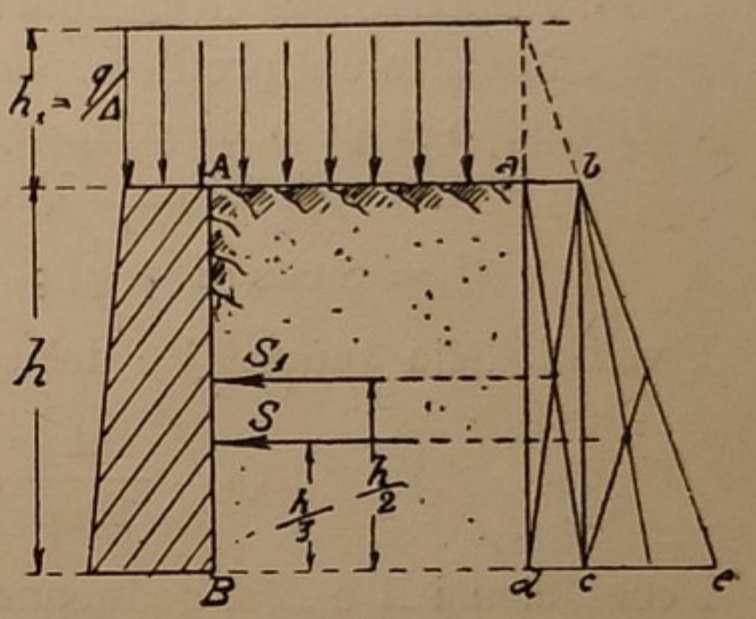


Fig. 125.

Metodo di Résal. — PREMESSA. - Le formole precedenti, esprimenti il valore della spinta S di un terrapieno contro un muro di sostegno, sono evidentemente semplici e di facile applicazione, ma esse *in generale dànno luogo a valori di S qualche volta in eccesso e qualche volta in difetto*, per cui è consigliabile usarle con discernimento. Si consiglia pertanto di ricorrere al metodo del Résal che ora spiegheremo.

TABELLE DEL RÉSAL. — Il Résal, attraverso studi rigorosi, ha potuto determinare la curva della spinta esercitata da un terrapieno, nell'ipotesi che questo sia privo di coesione, dotato di attrito e limitato da due superfici libere oppure da due superfici di sostegno. In tal modo ha potuto costruire delle tabelle che per qualunque superficie libera e di parete di sostegno consentono di determinare la spinta S esercitata dal terrapieno contro la parete di sostegno, tanto in intensità quanto in direzione.

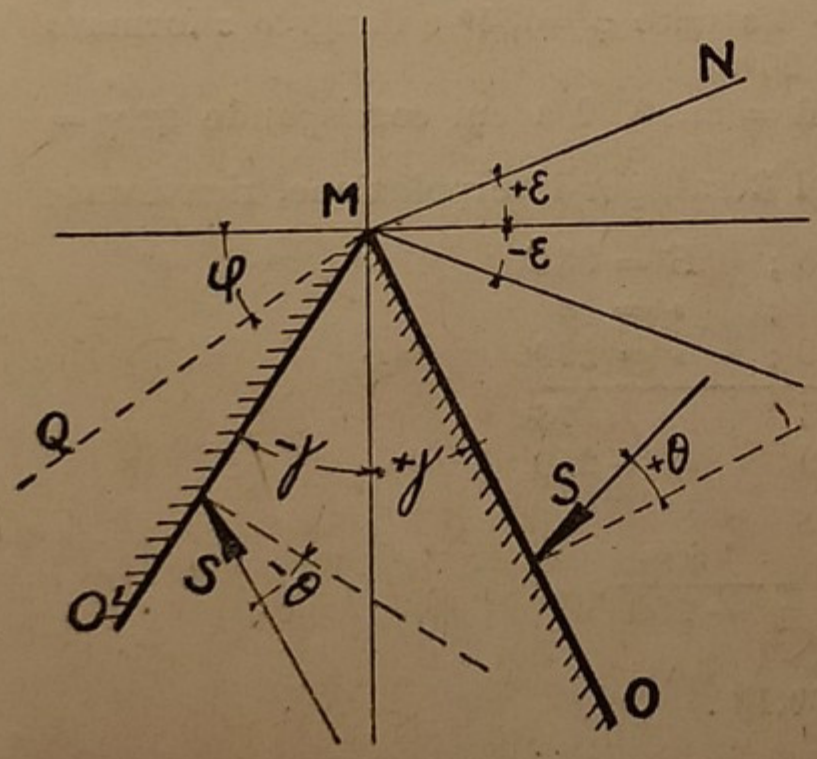


Fig. 126.

Résal considera un terrapieno limitato superiormente da un piano M-N (vedi fig.126), formante l'angolo $\pm\,\varepsilon$ con l'orizzonte, e lateralmente limitato da una parete piana MO formante con la verticale un angolo γ positivo o negativo secondochè la parete stessa MO presenti una *scarpa* o uno *strapiombo*.

La spinta S esercitata dal terrapieno contro la parete MO del muro si deve ritenere applicata a $2/3$ $\overline{MO}$ a partire da M e la sua linea d'azione formerà

con la normale ad MO un certo angolo θ positivo o negativo, secondochè la linea d'azione della spinta S si troverà sopra o sotto la normale.

Il valore di θ dipende dall'inclinazione del paramento interno MO del muro e tanto questo valore quanto quelli della componente orizzontale Q (detta *spinta*) e della componente verticale V (detta *carico*) della spinta S si ricavano dalle tabelle del Résal, quando siano dati l'angolo d'attrito φ, l'angolo γ, positivo o negativo che il paramento interno del muro forma con la verticale, l'angolo ε formato dal profilo superiore del terreno con l'orizzontale ed infine quando siasi fissato il peso di volume Δ della terra e l'altezza h del muro.

Le formole che dànno Q e V sono le seguenti:

$$Q = S \cos(\theta + \gamma); \qquad V = S \operatorname{sen}(\theta + \gamma) = Q \operatorname{tg}(\theta + \gamma).$$

I valori della *spinta* Q e del *carico* V vengono espressi così:

$$Q = \frac{A}{1000} \Delta \frac{h^2}{2}; \qquad V = \frac{B}{1000} \Delta \frac{h^2}{2}.$$

I coefficienti A e B si deducono dalle tabelle del Résal o direttamente o a *mezzo di interpolazione*, in funzione di γ positivo o negativo, di φ e di ε.

Riportiamo a pagg. 158-159 alcune tabelle del Résal che sono quelle di uso frequente.

Applicazione della tabella del Résal. — *Esempio:* Calcolare il valore della proiezione orizzontale Q ed il valore della proiezione verticale V della spinta S esercitata da un terrapieno del peso di volume Δ di Kg. 1600/m³, contro il paramento di un muro alto h = m. 6, a scarpa interna ($\gamma > 0$) di 1/10 h, supponendo l'angolo d'attrito $\varphi = 35°$ e l'angolo ε formato dal profilo superiore del terrapieno con l'orizzontale di 20°.

Poichè la scarpa del muro è $s = 1/10\, h = 1/10 \cdot 6 =$ m. 0,60 a cui corrisponde $\operatorname{tg} \gamma = \frac{0.60}{6} = 0{,}10$ e quindi $\gamma = \sim 5° 40'$, dalla tabella del Résal, per interpolazione, ricaviamo:

$\gamma =$	$10°$	$A = 335$;	$B = 335$
» =	$5° 40'$	» = x ;	» = y
» =	$5°$	» = 309 ;	» = 259
	$5° = 300'$	26	76
	$40'$	$x - 309$	$y - 259$

Dalle proporzioni:

$$\frac{300}{40} = \frac{26}{x - 309}; \qquad \frac{300}{40} = \frac{76}{y - 259},$$

si ricava:

$$x = 312{,}46; \qquad y = 269{,}13.$$

Avremo quindi:

$$Q = \frac{A}{1000} \Delta \frac{h^2}{2} = 0{,}31246 \times 1600 \times \frac{6^2}{2} = \text{Kg. 9000 (in cifra tonda)}$$

$$V = \frac{B}{1000} \Delta \frac{h^2}{2} = 0{,}26913 \times 1600 \times \frac{6^2}{2} = \text{Kg. 7750 (» »)}.$$

L'angolo θ che la linea d'azione della risultante S delle due forze Q e V forma con la normale al paramento interno del muro, risulta (vedi tabella del Résal) di 35°.

Per riprova dovremo verificare la eguaglianza seguente:

$$S = \frac{Q}{\cos(\theta + \gamma)} = \frac{V}{\operatorname{sen}(\theta + \gamma)}.$$

Avremo dunque:

$$S = \frac{9000}{\cos(35^\circ + 5^\circ\,40')} = \frac{9000}{\cos 40^\circ\,40'} = \frac{9000}{0{,}759} = \text{Kg. } 11.900 \text{ (in cifra tonda)}$$

$$S = \frac{7750}{\operatorname{sen}(35^\circ + 5^\circ\,40')} = \frac{7750}{\operatorname{sen} 40^\circ\,40'} = \frac{7750}{0{,}652} = \text{Kg. } 11.900 \text{ (» »).}$$

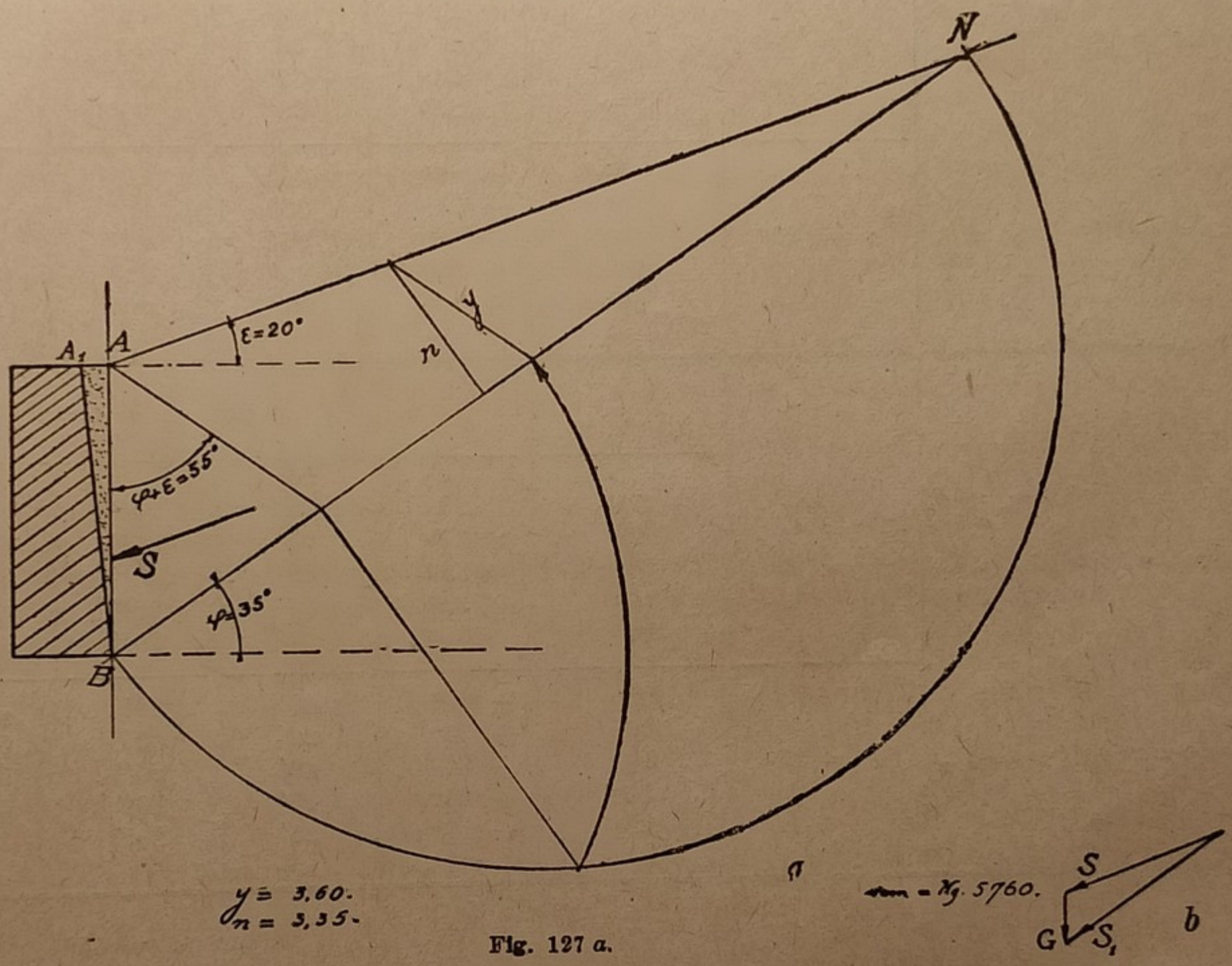


Fig. 127 *a*.

Osservazione. — Vediamo qual è il valore della spinta S applicando la teoria del Mohr. La formula da applicarsi è la seguente (vedi formula, pag. 152 nella quale si deve porre $h_1 = 0$); $S = \frac{1}{2}\Delta \cdot y \cdot n$, dove y ed n sono le dimensioni grafiche ricavate (vedi fig. 127-*a*) con la consueta costruzione grafica.

Poichè è:

$$y = 3{,}60\,,$$
$$n = 3{,}35\,,$$
$$\Delta = \text{Kg. } 1600/\text{m}^3\,;$$

sostituendo nella formola precedente, si ricava $S = \text{Kg. } 9648$.

PARAMENTO INTERNO DEL MURO	Angolo d'attrito φ	Angolo del paramento del muro γ	per ε = 25°				
			Angoli θ:			Coefficienti	
			gradi	primi	secondi	A	B
A scarpa (γ > 0) . . .	φ = 25°	20°	20°	12′	10″	1124	950
		15°	22°	06′	00″	1039	786
		10°	23°	36′	40″	962	639
		05°	24°	37′	30″	890	506
		00°	25°	00′	00″	821	383
A strapiombo (γ < 0) .	φ = 25°	0°	+ 25°	00′	00″	821	+ 383
		5°	+ 24°	33′	30″	756	+ 269
		10°	+ 23°	05′	00″	692	+ 161
		15°	+ 20°	20′	30″	629	+ 59
		20°	+ 16°	08′	40″	566	— 38
		γ	per ε = 35°				
A scarpa (γ > 0) . . .	φ = 35°	20°	28°	33′	20″	1057	1197
		15°	31°	01′	30″	946	981
		10°	33°	02′	50″	847	791
		05°	34°	27′	20″	756	622
		00°	35°	00′	00″	671	470
A strapiombo (γ < 0) .	φ = 35°	00°	+ 35°	00′	00″	671	+ 470
		05°	+ 34°	22′	00″	591	+ 333
		10°	+ 31°	49′	20″	516	+ 206
		15°	+ 26°	47′	10″	443	+ 93
		20°	+ 18°	25′	20″	373	— 10
		γ	per ε = 45°				
A scarpa (γ > 0) . . .	φ = 45°	20°	36°	53′	40″	930	1427
		15°	39°	53′	50″	804	1144
		10°	42°	25′	40″	692	899
		05°	44°	15′	30″	591	686
		00°	45°	00′	00″	500	500
A strapiombo (γ < 0) .	φ = 45°	00°	+ 45°	00′	00″	500	+ 500
		05°	+ 43°	56′	50″	416	+ 337
		10°	+ 39°	45′	50″	339	+ 194
		15°	+ 30°	00′	00″	268	+ 72
		20°	+ 11°	46′	40″	202	— 29

per $\varepsilon = 15^o$					per $\varepsilon = 0^o$				
Angoli θ:			Coefficienti		Angoli θ:			Coefficienti	
gradi	primi	secondi	A	B	gradi	primi	secondi	A	B
25°	00′	00″	544	544	25°	00′	00″	392	392
25°	00′	00″	515	432	25°	00′	00″	381	320
25°	00′	00″	486	340	25°	00′	00″	368	258
25°	00′	00″	458	264	25°	00′	00″	354	204
25°	00′	00″	430	200	25°	00′	00″	338	158
+ 25°	00′	00″	430	+ 200	+ 25°	00′	00″	338	+ 158
+ 24°	33′	30″	402	+ 143	+ 24°	33′	30″	321	+ 114
+ 23°	05′	00″	375	+ 87	+ 23°	05′	00″	303	+ 70
+ 20°	20′	30″	347	+ 32	+ 20°	20′	30″	284	+ 26
+ 16°	08′	40″	320	— 22	+ 16°	08′	40″	263	— 18

per $\varepsilon = 20^o$					per $\varepsilon = 0^o$				
34°	59′	00″	388	548	35°	00′	00″	263	375
35°	00′	00″	362	431	35°	00′	00″	254	303
35°	00′	00″	335	335	35°	00′	00″	243	243
35°	00′	00″	309	259	35°	00′	00″	229	192
35°	00′	00″	284	199	35°	00′	00″	214	150
35°	00′	00″	284	+ 199	35°	00′	00″	214	+ 150
34°	22′	00″	260	+ 146	34°	22′	00″	197	+ 111
31°	49′	20″	235	+ 94	31°	49′	20″	179	+ 72
26°	47′	10″	210	+ 44	26°	47′	10″	161	+ 33
18°	25′	20″	185	— 5	18°	25′	20″	142	— 4

per $\varepsilon = 25^o$					per $\varepsilon = 0^o$				
44°	39′	00″	259	547	45°	00′	00″	170	365
45°	00′	00″	239	414	45°	00′	00″	164	284
45°	00′	00″	218	311	45°	00′	00″	155	221
45°	00′	00″	197	235	45°	00′	00″	144	172
45°	00′	00″	176	176	45°	00′	00″	130	130
+ 45°	00′	00″	176	+ 176	+ 45°	00′	00″	130	+ 130
+ 43°	56′	50″	156	+ 126	+ 43°	56′	50″	115	+ 93
+ 39°	45′	50″	134	+ 77	+ 39°	45′	50″	100	+ 57
+ 30°	00′	00″	114	+ 31	+ 30°	00′	00″	84	+ 22
+ 11°	46′	40″	92	— 13	+ 11°	46′	40″	68	— 10

Il paramento interno del muro essendo a scarpa di 1/10 h, si dovrà considerare pure il peso proprio del prisma di terra A_1AB (vedi fig. 127-*a*) che grava sul paramento del muro. Questo peso $G = \frac{6 \times 0{,}6}{2} \times 1600 =$ Kg. 2880, composto con la forza S (vedi fig. 127-*b*) dà luogo alla risultante $S_1 =$ Kg. 11.100 (in cifra tonda) che differisce di 800 Kg. dal valore calcolato con la teoria del Résal.

Classificazione dei muri di sostegno. — I muri di sostegno delle terre, a seconda della loro diversa funzione, si possono distinguere in:

a) *Muri di sostegno propriamente detti.*
b) *Muri di sottoscarpa.*
c) *Muri di controripa.*

I muri di sostegno e i muri di sottoscarpa hanno una vera e propria funzione statica, in quanto essi debbono essere capaci di resistere alla spinta del terrapieno che sorreggono. I muri di sostegno propriamente detti servono a sostenere il riporto di terra di un rilevato stradale per tutta l'altezza di questo, e perciò essi terminano al livello del piano stradale. I muri di sottoscarpa, invece, pur sorreggendo il riporto di terra, non raggiungono il piano stradale ma vi sottostanno di una certa distanza verticale h_1, corrispondente al dislivello della scarpata del terreno posto sulla sommità del muro.

I muri di controripa non hanno una vera e propria funzione statica come i precedenti, in quanto essi servono a sostenere il terreno in posto tagliato a scarpa ripida per la costruzione di una strada in trincea od a mezza costa e non risentono l'influenza del sovraccarico della soprastante strada. Il loro precipuo ufficio è quello di prevenire gli eventuali scoscendimenti di terra della scarpata che rivestono, per effetto delle azioni esterne e specialmente delle acque di pioggia.

Formazione dei muri di sostegno. — I muri di sostegno, a seconda del materiale di cui sono formati, possono distinguersi in:

a) *muri a secco*;
b) *muri con malta* (in pietrame, in pietrame e mattoni, in calcestruzzo);
c) *muri in cemento armato.*

I muri a secco sono generalmente formati con grosse pietre debitamente squadrate e collocate in opera con molta cura, utilizzando al minimo possibile le scaglie di pietre. Il paramento esterno è piano con scarpa generalmente di $2/1 \div 2/3$; il profilo qualche volta risulta spezzato se l'altezza del muro è forte, cioè di m. $6 \div 10$, ed allora la pendenza più piccola del paramento si ha verso

il basso. Il paramento contro terra può presentare pure il profilo spezzato (vedi fig. 128 *a*) oppure a strapiombo (vedi fig. 128 *b*).

I corsi di pietre dovranno risultare normali alla parete esterna del muro.

Generalmente si preferisce costruire i muri di sostegno con malta che presentano gli spessori più ridotti ed anche perchè questi permettono di utilizzare con maggior profitto i materiali a disposizione (il pietrame proveniente da roccia sana, il pietrame intervallato da corsi di mattone, il calcestruzzo piuttosto magro e cioè nella dosatura ordinaria di Kg. 150 ÷ 200 di cemento, m³ 0,500 di sabbia e m³ 0,800 di ghiaia). Come materiale legante per le pietre ed i mattoni si può usare la malta idraulica o di cemento. Nei tratti di muro entro terra si preferisce usare il calcestruzzo perchè questo materiale si adatta a tutte le asperità del terreno, potendo formare con questo un corpo compatto e monolitico. I vari corsi di muratura dovranno risultare normali alla parete esterna e si eviterà così la formazione degli angoli acuti tra le facce delle pietre.

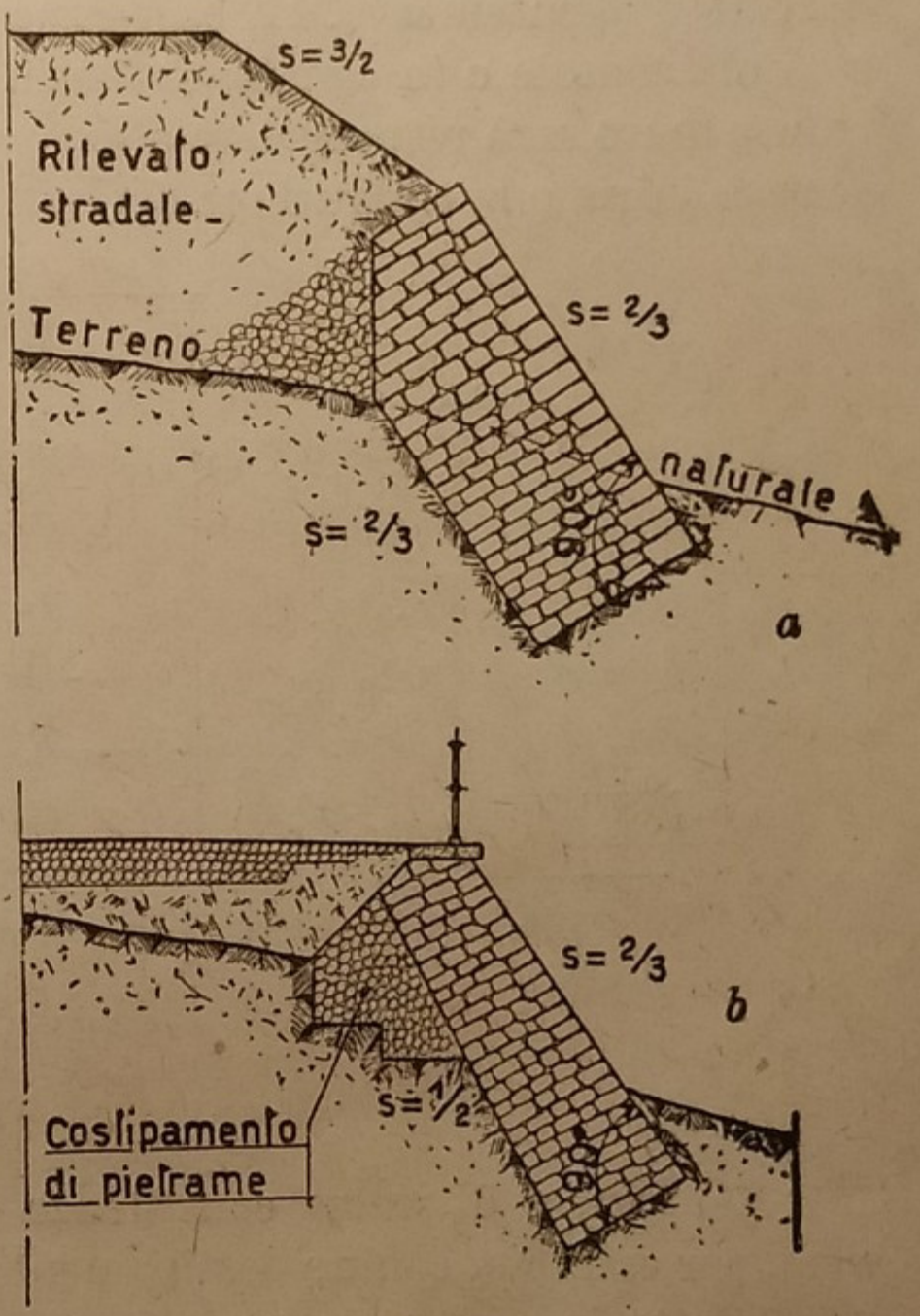


Fig. 128.

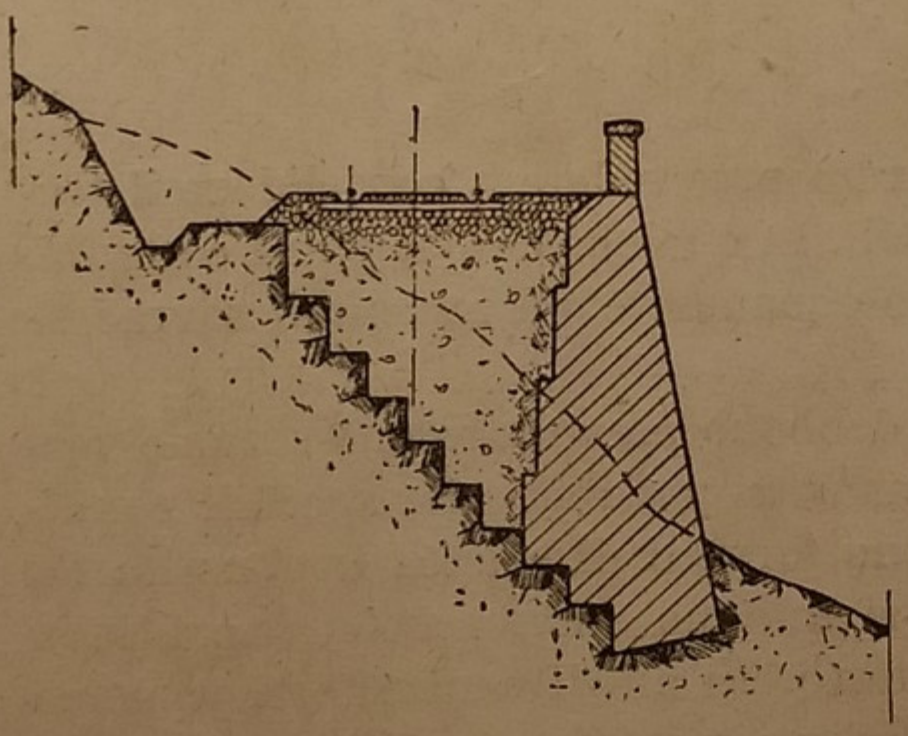


Fig. 129.

I muri di sostegno possono avere una fondazione naturale su roccia resistente opportunamente tagliata a gradini (vedi fig. 129) con inclinazione verso l'interno, alla profondità di circa m. 0,50 dal piano di campagna. Se la roccia è stratificata dovrà studiarsi bene l'inclinazione degli strati affinchè sia evitata la possibilità di uno scoscendimento della fondazione. Nei terreni di buona consistenza si può costruire la fondazione in calcestruzzo dopo aver scavato il

terreno naturale per un'altezza di almeno m. 1. La fondazione potrà costruirsi a gradoni, affinchè con l'allargamento della fondazione si possa ottenere un carico unitario compatibile con quello di sicurezza del terreno. In ogni caso il calcestruzzo dovrà distribuirsi a strati di piccola altezza e quindi dovrà essere battuto diligentemente. La base superiore della fondazione in calcestruzzo risulterà orizzontale o in contropendenza, secondochè la sezione verticale del sovrastante muro sarà rettangolare o con paramento a scarpa, ricordando che si dovrà sempre iniziare la costruzione dei letti normalmente alla parete esterna del muro.

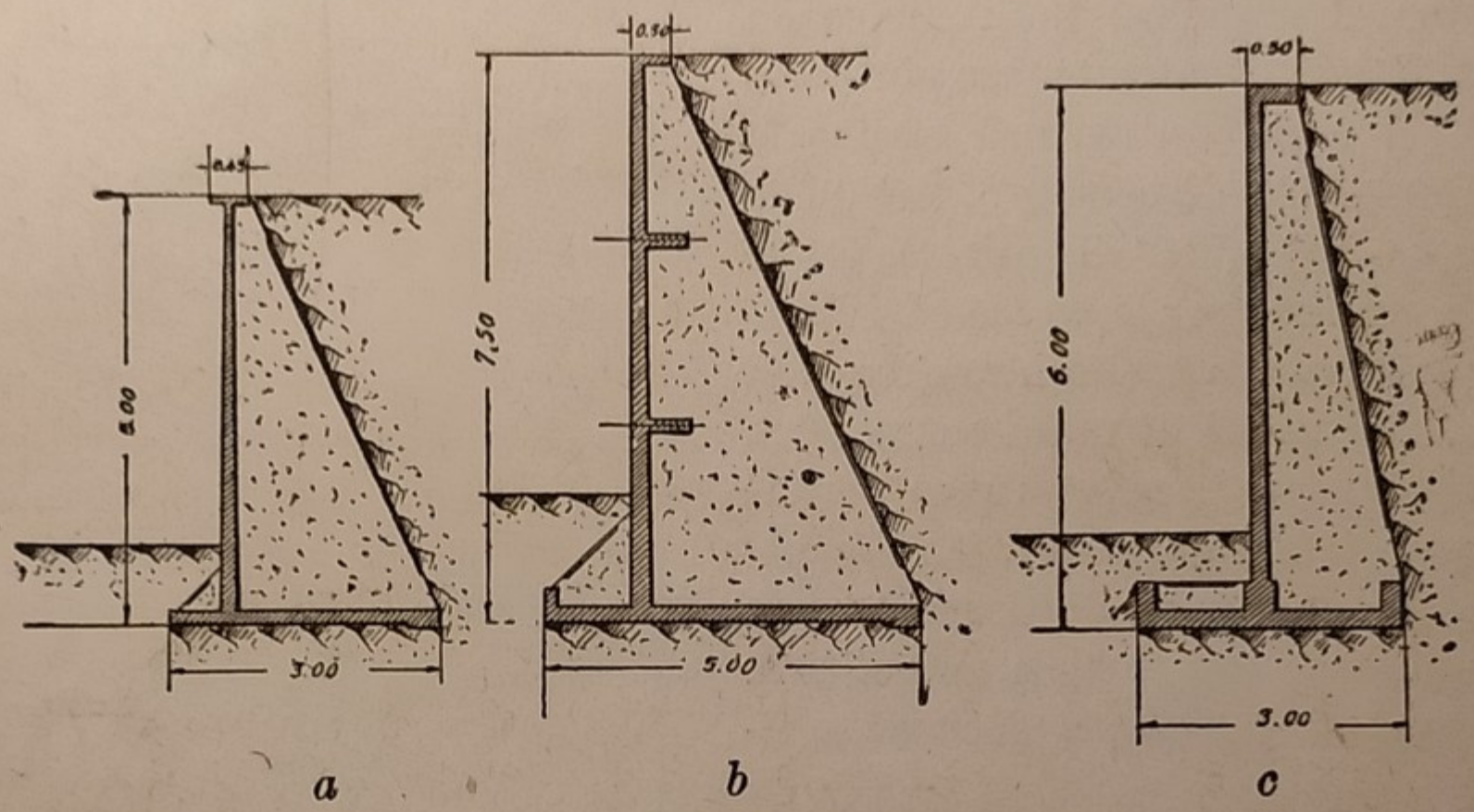


Fig. 130.

Nei terreni di scarsa consistenza occorrerà provvedere a consolidare il terreno, per esempio, con un costipamento di pali. In qualche caso si potrà costruire una soletta in cemento armato per ripartire equamente sul terreno il sovraccarico della costruzione muraria.

I muri di sostegno in cemento armato debbono presentare una sezione verticale che possa adattarsi nella migliore maniera possibile alle speciali condizioni del terreno. Vi sono dei tipi di sezione formati di soletta irrobustita da contrafforti interni verticali che in basso si saldano ad una soletta continua ottenuta da una sola gettata con tutto il resto. In alto i contrafforti vengono opportunamente ancorati al terreno con adatti tiranti pure in calcestruzzo armato. Altri tipi di sezione presentano la soletta frontale saldata ai contrafforti a forma triangolare, che a lor volta sono saldati in basso ad una soletta orizzontale sulla quale grava il peso del terrapieno (vedi figg. 130 *a-b-c*).

Accessori dei muri di sostegno. — Per favorire il deflusso delle acque che possono raccogliersi a monte dei muri di sostegno, questi dovranno presentare

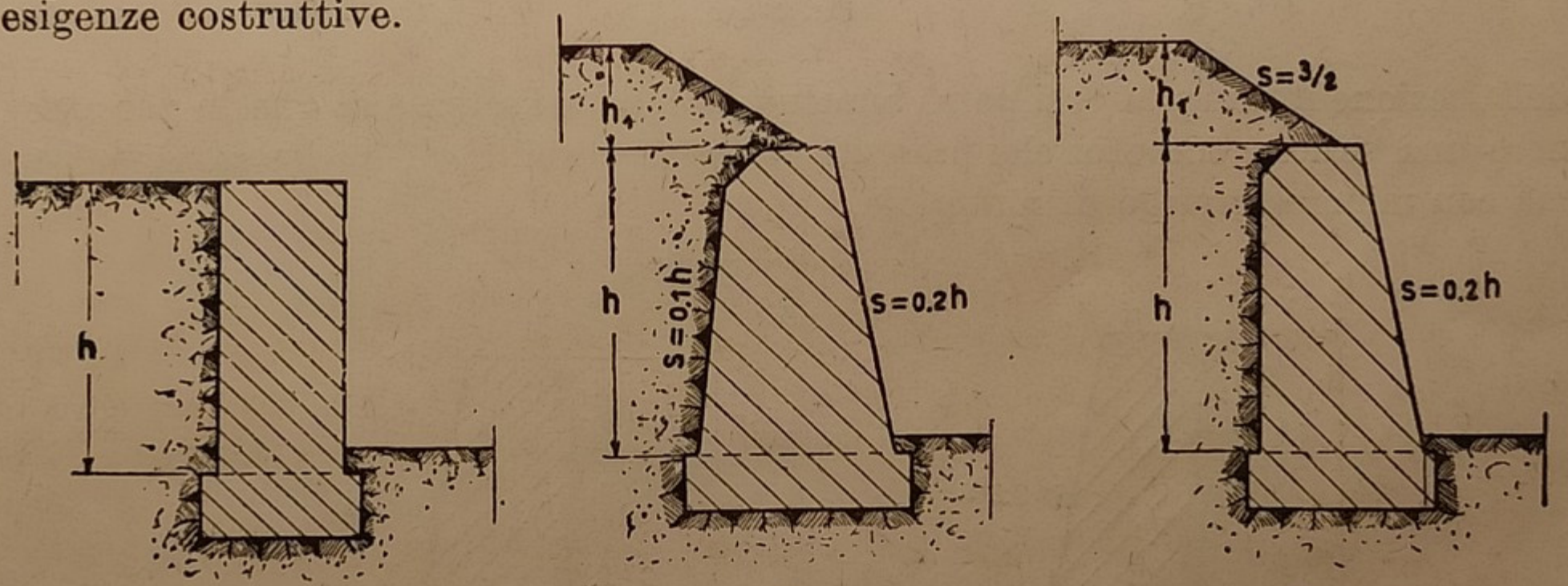
delle feritoie della sezione rettangolare di circa cm. 10 × 15, un po' allargate verso l'esterno, oppure si possono utilizzare dei tubi in eternit. Nei muri in pietrame queste feritoie potranno costruirsi in muratura di mattoni.

È pure indispensabile costruire un buon vespaio di pietre tra il paramento interno del muro ed il terreno naturale, affinchè le feritoie non possano ostruirsi di terra. La distanza fra due feritoie è generalmente di m. 1 ÷ 2 nel senso orizzontale, mentre le diverse file orizzontali di feritoie potranno distare di m. 1,50 ÷ 2, ponendo la fila più bassa all'altezza di circa m. 0,20 sul piano di campagna.

La sommità del muro di sostegno si restringe sino a quel minimo necessario per collocarvi il *parapetto* oppure il *coronamento*, troncando la base superiore mediante superficie piana inclinata a 45° verso il terreno naturale.

Il coronamento del muro dev'essere difeso dall'azione degli agenti atmosferici e dai possibili urti dei materiali solidi: perciò esso si formerà con pietra da taglio o con un accoltellato di mattoni legati con malta cementizia.

Varie specie di sezioni dei muri con malta. — I muri di sostegno con malta possono distinguersi in muri a sezione *semplice* ed a sezione con *contrafforti interni od esterni*. Essi debbono adattarsi alle condizioni del terreno ed alle esigenze costruttive.



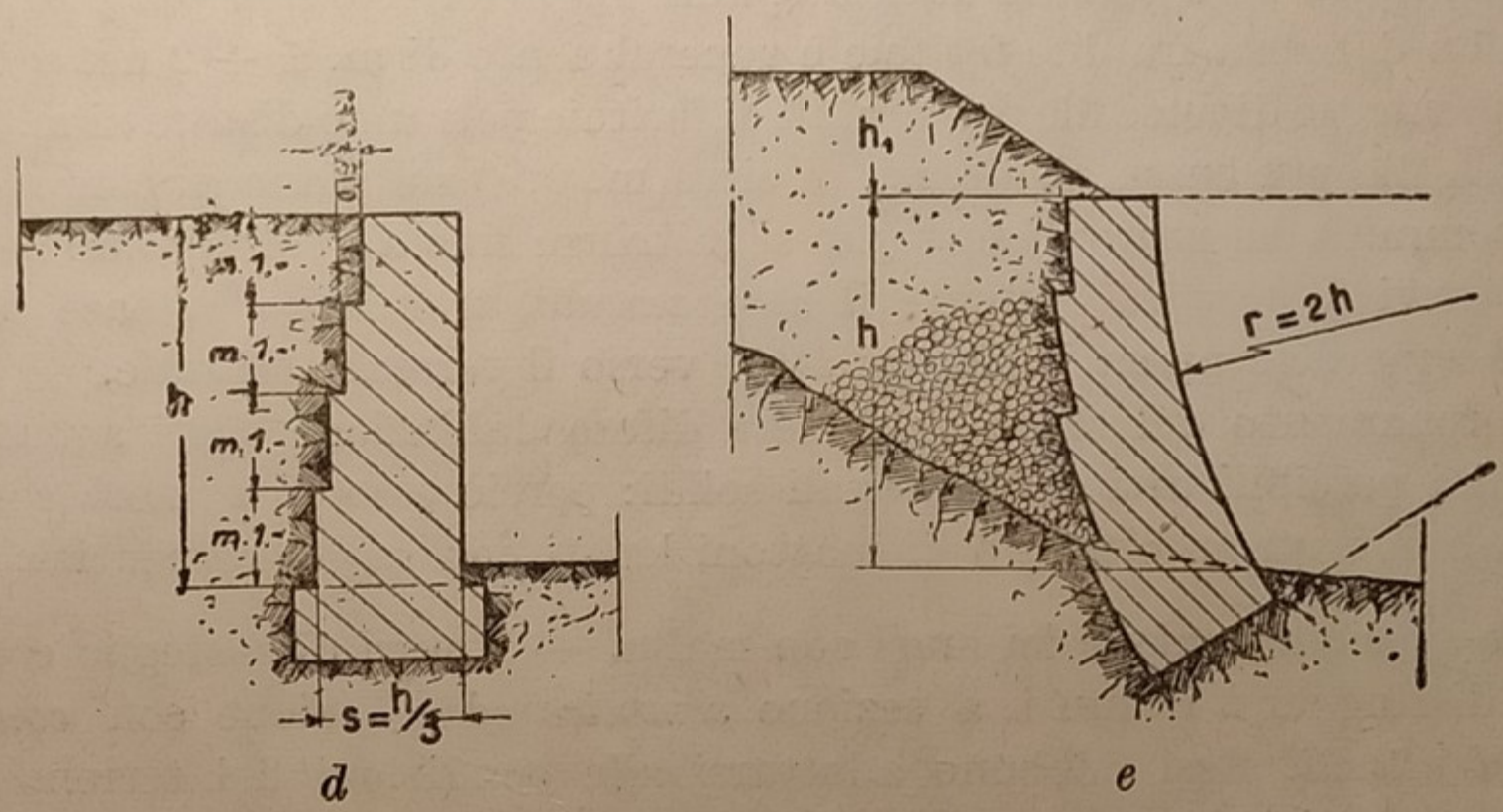
a *b* *c*

Fig. 131.

Nei muri a sezione semplice le forme più usate sono: il *profilo rettangolare* (vedi fig. 131 *a*); il *profilo trapezoidale* (vedi figg. 131 *b-c*); il *profilo a paramento esterno verticale ed interno a riseghe* (nel quale lo spessore *s* alla base è generalmente eguale ad 1/3 dell'altezza *h* del muro, mentre le riseghe hanno l'altezza di m. 1: vedi fig. 131 *d*); il *profilo a paramento interno od esterno curvo*, di cui quello interno qualche volta è munito di riseghe (vedi fig. 131 *e*): lo spessore medio del muro è ∼ 1/5 *h* ed il raggio *r* della curva è generalmente 2 *h*; il *profilo*

con paramento interno a strapiombo in tutto od in parte, avente l'ufficio di utilizzare parte del peso del muro a favore della stabilità (vedi figg. 131 *f-g*).

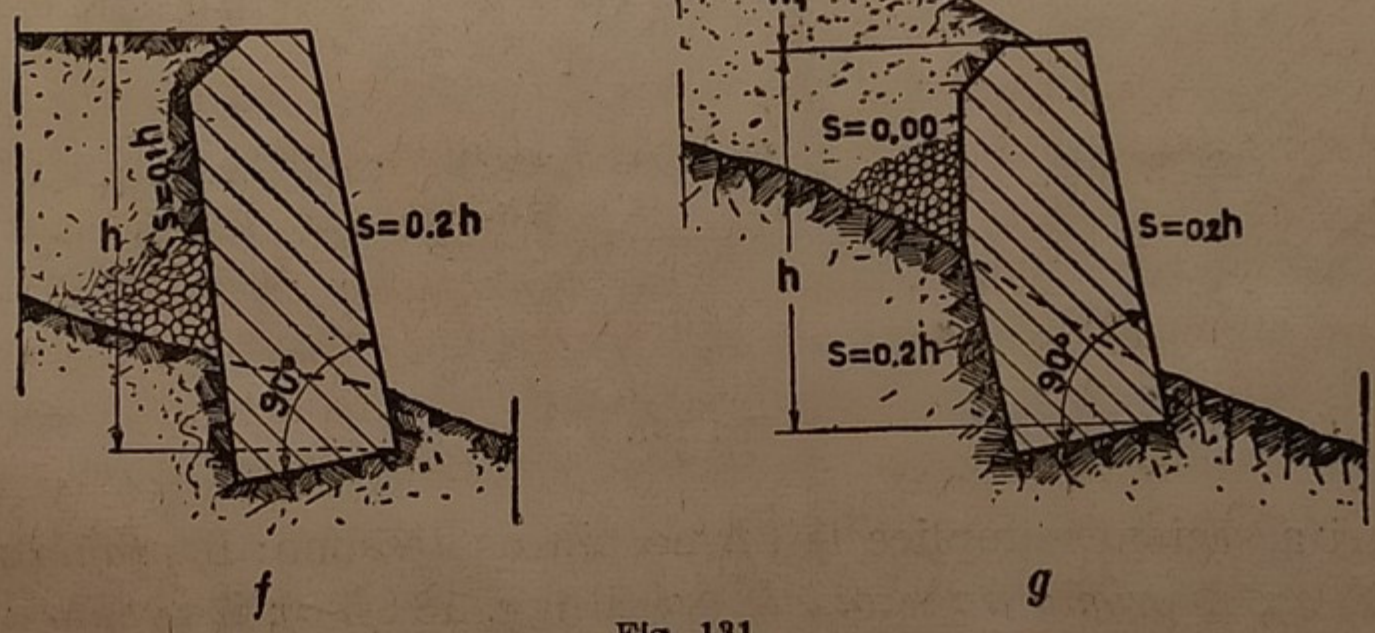
La sezione rettangolare risulta poco conveniente, a pari stabilità, rispetto a quella trapezia: infatti pensando di tagliare a scarpa il paramento esterno



d *e*

Fig. 131.

della sezione rettangolare, si potrà aumentare di poco l'altezza di questa per ottenere una sezione trapezia che presenti la stessa stabilità di quella rettangolare ma con minore impiego di materiale.



f *g*

Fig. 131.

La sezione con paramento interno verticale e quello esterno a scarpa, generalmente di 1/5, con base orizzontale e fondazione in calcestruzzo, è assai usata in pratica. Se il terreno è roccioso e consistente, si può fare a meno della fondazione in calcestruzzo ed allora la base del muro risulterà normale al paramento esterno.

Per muri di grande altezza, onde evitare un'eccessiva larghezza di muro alla base, si fa pure a scarpa il paramento interno (*paramento a strapiombo*). I due paramenti, interno ed esterno, possono risultare paralleli (muro *sdraiato*). Nei muri a strapiombo si esige che il terreno addossato al muro sia resistente, affinchè vi si possa appoggiare il muro. Talvolta si esige una curvatura del muro per cui questo avrà pure la sezione con paramenti curvi. Se deve sostenere un

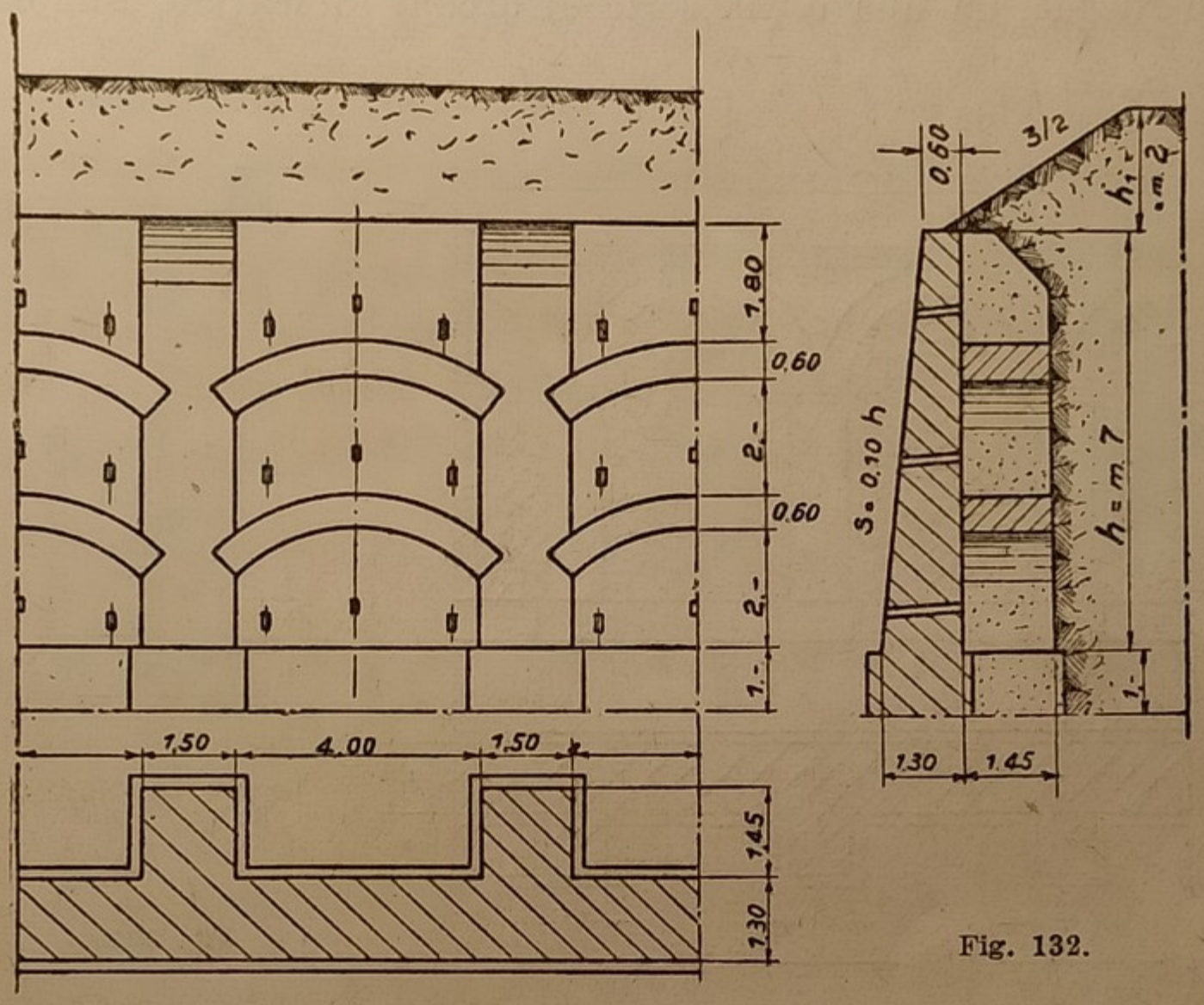


Fig. 132.

riporto, converrà ingrossare la base formando il paramento interno del muro a riseghe. Nei muri frontali delle spalle dei rilevati e in quelli di sostegno a mezza costa su terreni di una certa inclinazione, si utilizza la sezione rettangolare col paramento interno a riseghe che aumentano l'attrito fra terra e muro. È consigliabile che a tergo del muro si formi un vespaio di pietre che oltre a favorire il deflusso delle acque scolanti attraverso il terrapieno, contribuirà, col proprio peso, a rendere il muro più stabile.

Muri con contrafforti. — Quando la sezione del muro di sostegno, capace di resistere alla spinta del terrapieno che sostiene, risulta di spessore piuttosto grande, per raggiungere un'economia di muratura nel complesso dell'opera, si costruisce il muro a contrafforti con sezione orizzontale preferibilmente rettangolare. In questi muri di sostegno composti, la parte continua del

muro, cioè il *maschio*, può presentare la stessa sezione verticale che si utilizzerebbe nel muro di tipo semplice. I contrafforti dovranno risultare solidali al maschio e trovarsi ad una giusta distanza tra di loro, affinchè essi partecipino efficacemente, assieme al tratto di maschio che comprendono, alla spinta del terrapieno.

I contrafforti possono essere interni od esterni al terrapieno: se sono interni, essi vengono rilegati da una o più serie di arconi di scarico, affinchè l'insieme

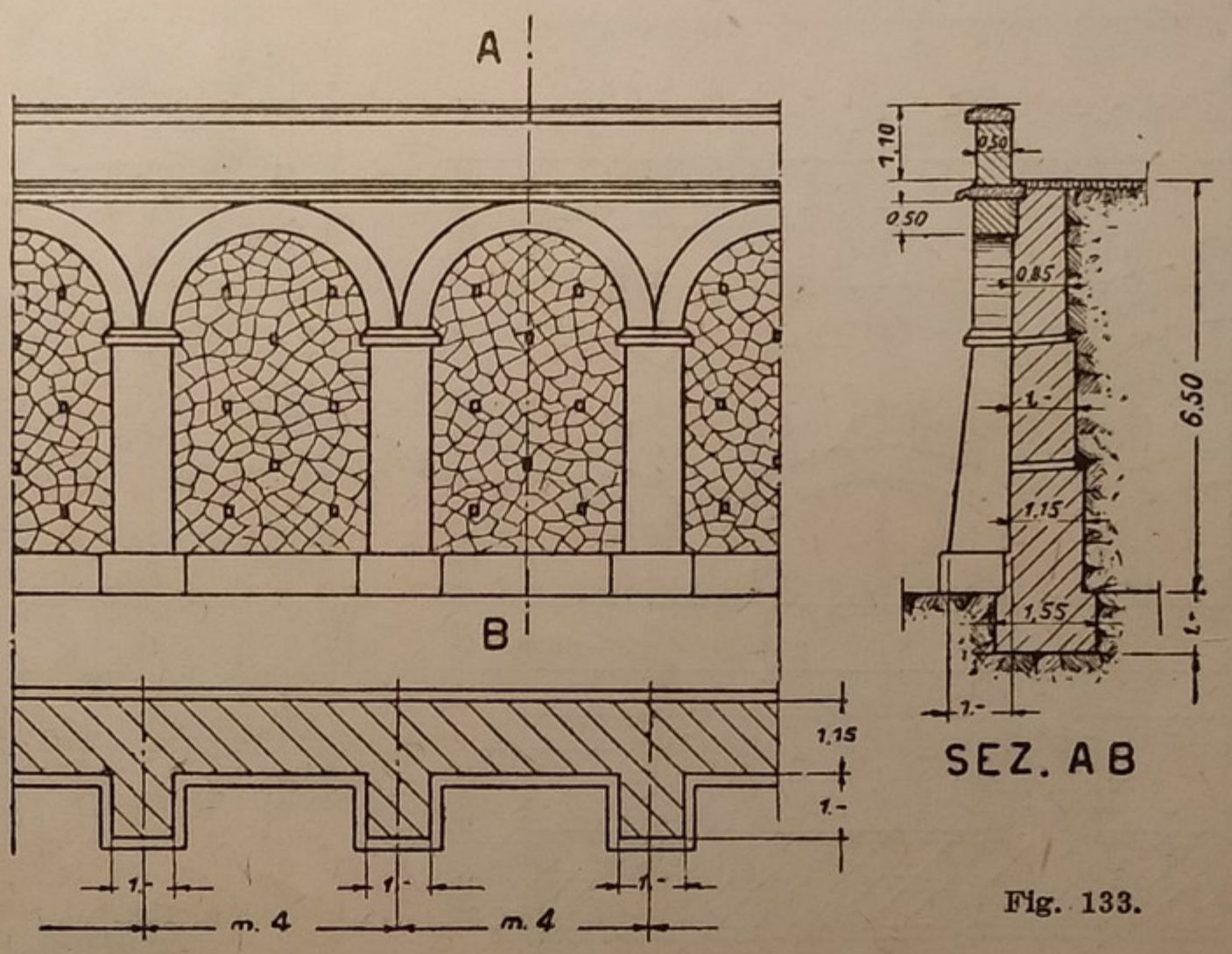


Fig. 133.

del muro risulti più solidale ed il peso della terra compressa fra i diversi arconi aumenti il momento passivo dovuto al muro e cioè aumenti quel momento che si oppone al rovesciamento del muro (vedi fig. 132).

I contrafforti interni si costruiscono col paramento verticale, talvolta a riseghe od anche a strapiombo, se il maschio risulta pure esso a strapiombo. In generale, poichè alla sommità del muro di sostegno non occorre un rinforzo, i contrafforti si costruiscono di altezza un po' minore del corrispondente maschio.

I contrafforti esterni aumentano la resistenza del muro di sostegno al rovesciamento verso l'esterno. Essi però presentano l'inconveniente di occupare maggiore spazio esternamente al terrapieno e la loro costruzione esige una maggiore mano d'opera dovuta alle numerose sporgenze e rientranze che presenta la faccia vista del muro e alla necessaria resistenza che debbono presentare le parti esposte alle continue azioni degli agenti atmosferici. Nei muri di sostegno

che si costruiscono nell'interno delle città, talvolta i contrafforti esterni vengono rilegati in sommità da arconi a tutto sesto che migliorano l'aspetto architettonico dell'insieme del muro (vedi fig. 133).

Determinazione pratica delle dimensioni dei muri di sostegno. — MURI SEMPLICI. — In un progetto di massima le dimensioni della sezione trasversale di un muro di sostegno possono determinarsi praticamente utilizzando la tabella riportata a pag. 168, quando siano stati fissati i seguenti elementi:

altezza h del muro;

altezza h_1 del terrapieno sovrastante il muro;

la natura del terrapieno e cioè se esso è di *scarsa consistenza* (come lo è la sabbia sciolta, l'argilla bagnata, ecc., per cui l'angolo d'attrito $\varphi = 27°$); se esso è di *ordinaria consistenza* (per cui è $\varphi = 33°$); se esso è di buona consistenza (come lo sono i terreni ghiaiosi, per cui è $\varphi = 45°$);

infine, la scarpa s del paramento esterno del muro, che può essere nulla, ($s = 0$), per cui il paramento esterno risulta verticale, oppure $s = \frac{1}{10} h$, $s = \frac{2}{10} h = \frac{1}{5} h$, che sono generalmente le scarpe più utilizzate.

Calcolato il rapporto $\frac{h_1}{h}$, la tabella della pag. 168 ci fornisce il valore corrispondente di $\frac{b}{h}$, dove b rappresenta lo spessore del muro in sommità, per gli assegnati valori di φ e di s. Così potremo subito ricavare la dimensione b e di conseguenza la dimensione della base maggiore della sezione del muro.

La tabella in parola è stata calcolata in base alla condizione:

$$\frac{\text{momento passivo}}{\text{momento attivo}} = 2\,,$$

cioè in base all'ipotesi di un coefficiente di sicurezza al ribaltamento del muro, per effetto della spinta del terrapieno, eguale a 2, supponendo che il peso di volume della terra sia di Kg. $\frac{1600}{m^3}$ e quello della muratura di pietrame e calce idraulica sia di Kg. $\frac{2400}{m^3}$. Se dal calcolo risultasse $b <$ m. 0,60, si dovrà fissare $b =$ m. 0,60.

Tabella per il calcolo dello spessore b in sommità dei numeri di sostegno [di sottoscarpa e di contenimento di terrapieno ($h_1 = 0$)].

$\frac{h_1}{h}$:	Sabbia sciolta ed argilla bagnata. Angolo d'attrito $\varphi = 27°$. Valori di b/h per			Terreni di ordinaria consistenza. Angolo d'attrito $\varphi = 33°$. Valori di b/h per			Terreni di buona consistenza, ghiaiosi, ecc. Angolo d'attrito $\varphi = 45°$. Valori di b/h per		
	$s=0$	$s=1/10\,h$	$s=1/5\,h$	$s=0$	$s=1/10\,h$	$s=1/5\,h$	$s=0$	$s=1/10\,h$	$s=1/5\,h$
0,00	0,408	0,312	0,224	0,361	0,265	0,179	0,273	0,179	0,096
0,10	0,443	0,342	0,257	0,393	0,297	0,209	0,299	0,204	0,120
0,20	0,468	0,371	0,282	0,417	0,321	0,232	0,319	0,224	0,139
0,30	0,487	0,390	0,300	0,436	0,339	0,250	0,335	0,240	0,154
0,40.	0,502	0,405	0,315	0,450	0,353	0,264	0,348	0,252	0,166
0,50	0,513	0,416	0,325	0,462	0,365	0,276	0,359	0,263	0,177
0,60	0,522	0,425	0,334	0,472	0,375	0,286	0,367	0,271	0,184
0,70	0,529	0,432	0,341	0,480	0,383	0,293	0,375	0,279	0,192
0,80	0,535	0,438	0,347	0,486	0,389	0,299	0,382	0,286	0,199
0,90	0,540	0,443	0,352	0,492	0,395	0,305	0,388	0,292	0,204
1,00	0,544	0;447	0,356	0,497	0,400	0,310	0,393	0,297	0,209
1,50	0,558	0,461	0,369	0,513	0,416	0,325	0,411	0,315	0,227
2,00	0,566	0,469	0,377	0,523	0,426	0,335	0,423	0,326	0,238
2,50	0,571	0,474	0,382	0,529	0,432	0;341	0,430	0,333	0,245
3,00	0,574	0,477	0,385	0,534	0,437	0,346	0,436	0,339	0,251
4,00	0,579	0,482	0,390	0,539	0,442	0,351	0,443	0,349	0,257
6,00	0,583	0,486	0,394	0,545	0,448	0,357	0,451	0,353	0,265
10,00	0,587	0,490	0,398	0,550	0,453	0,362	0,458	0,361	0,272
∞	0,594	0,497	0,405	0,559	0,462	0,370	0,469	0,372	0,283

Facciamo un esempio.

Calcolare le dimensioni della sezione verticale di un muro di sostegno di sottoscarpa, dell'altezza h = m. 4,50, sapendo che l'altezza del terrapieno al disopra del muro è h_1 = m. 1,80, il terrapieno è asciutto e di consistenza ordinaria ($\varphi = 33°$), il paramento esterno del muro ha la scarpa $s = h/10$.

Poichè:

$$\frac{h_1}{h} = \frac{1,80}{4,50} = 0,40\,,$$

dalla tabella si ricava

$$\frac{b}{h} = 0,353\,,$$

da cui si ottiene:

$$b = 0,353 \times 4,50 = \text{m. } 1,60 \text{ (arrotondato).}$$

Perciò la base maggiore della sezione del muro sarà:

$$b + s = 1,60 + \frac{1}{10} \cdot 4,50 = \text{m. } 2,05\,.$$

Osservazioni. — 1°) Se il valore del rapporto $\frac{h_1}{h}$ non figura direttamente nella prima colonna della precedente tabella, si procederà al calcolo di $\frac{b}{h}$ per interpolazione.

Per esempio:

$$\frac{h_1}{h} = \frac{2}{4{,}50} = 0{,}444\,; \quad \varphi = 33°\,; \quad s = \frac{1}{10}\,h\,,$$

avremo:

$$\left.\begin{array}{lll} \frac{h_1}{h} = 0{,}50 & \longrightarrow & \frac{b}{h} = 0{,}365 \\ \text{»} \quad = 0{,}444 & \longrightarrow & \text{»} \quad = x \\ \text{»} \quad = 0{,}40 & \longrightarrow & \text{»} \quad = 0{,}353 \end{array}\right\}$$

da cui si ricava:

$$(0{,}50 - 0{,}40) : (0{,}444 - 0{,}40) = (0{,}365 - 0{,}353) : (x - 353)$$

cioè:

$$0{,}10 : 0{,}044 = 0{,}012 : (x - 0{,}353)$$

$$x - 0{,}353 = \frac{0{,}044 \times 0{,}012}{0{,}10} = 0{,}005 \sim$$

$$x = 0{,}353 + 0{,}005 = 0{,}358\,.$$

Perciò sarà: $\frac{b}{h} = 0{,}358$ e quindi $b = 0{,}358 \times 4{,}50 =$ m. 1,60 (in cifra tonda).

2°) Se al disopra del terrapieno insiste un carico accidentale di p Kg/m^2, si trasformerà questo carico in una maggiore altezza di terrapieno al disopra del muro di sostegno.

Muri a secco. — Per i muri costruiti senza malta si può utilizzare la stessa tabella precedente aumentando di circa il 50 % i valori risultanti dalla tabella stessa dopo aver prefissata la scarpa $s = \frac{1}{5}\,h$. L'aumento sarà invece del 25 % se si adotta la scarpa $s = \frac{1}{4}\,h$. Il minimo spessore da assegnarsi in sommità dovrà risultare, in ogni caso, almeno di cm. 60. Per un'altezza $h >$ m. 9 il muro a secco dovrà rinforzarsi con corsi di malta debitamente intervallati con quelli a secco, oppure dovrà rivestirsi il paramento del muro di muratura ordinaria dello spessore di m. 0,25 ÷ 0,30.

Esempio. — Supponiamo di voler costruire un muro a secco, di sottoscarpa, dell'altezza $h =$ m. 5, essendo $h_1 =$ m. 2, $\varphi = 33°$ e $s = \frac{1}{5}\,h$.

Per $\frac{h_1}{h} = \frac{2}{5} = 0{,}40$, dalla tabella a pag. 168 si ricava $\frac{b}{h} = 0{,}264$. Quindi sarà:

$$b = 0{,}264 \times 5 = \text{m. } 1{,}32.$$

Coll'aumento del 50 %, lo spessore del muro in sommità sarà: m. $1{,}32 + 1{,}32 \times 0{,}5 =$ m. 2 (in cifra tonda).

La base maggiore della sezione del muro sarà:

$$\text{m. } 2 + \frac{1}{5}\,5 = \text{m. } 3.$$

Muri con contrafforti. — Se il muro presenta i contrafforti interni, a questi contrafforti si assegnerà praticamente la larghezza di m. 1,50. L'intervallo libero fra due contrafforti sarà di m. 4 e la loro unione sarà fatta con volte di scarico in mattoni dello spessore di cm. 60, poste ad un intervallo verticale di m. $2 \div 2{,}50$.

Il maschio avrà la scarpa esterna di $\frac{1}{10}\,h$ ed il suo spessore a metà altezza si farà eguale a 0,40 del valore risultante dalla solita tabella per $s = \frac{1}{10}\,h$.

La sporgenza dei contrafforti si farà eguale ad una volta e mezza lo spessore medio del muro.

Esempio. — Calcolare le dimensioni di un muro di sostegno con contrafforti interni, fissando $h =$ m. 7, $h_1 =$ m. 2, $\varphi = 33°$, $s = \frac{1}{10}\,h$ (vedi fig. 132 a pag. 165).

Per $\frac{h_1}{h} = \frac{2}{7} = \sim 0{,}286$, dalla solita tabella, per interpolazione, si ricava: $\frac{b}{h} = 0{,}336$, da cui:

$$b = 0{,}336 \times 7 = \text{m. } 2{,}352.$$

Assumendo lo spessore del muro, a metà altezza, eguale a $0{,}40\,b$, avremo:

$$0{,}40\,b = 0{,}40 \times 2{,}352 = \text{m. } 0{,}95 \text{ (in cifra tonda).}$$

Sicchè in sommità lo spessore del muro si riduce a:

$$\text{m. } 0{,}95 - \frac{1}{10}\,\frac{h}{2} = 0{,}95 - 0{,}35 = \text{m. } 0{,}60,$$

mentre alla base sarà:

$$\text{m. } 0{,}95 + 0{,}35 = \text{m. } 1{,}30.$$

La larghezza dei contrafforti sarà di m. 1,50, il loro intervallo libero sarà di m. 4, la loro sporgenza si farà eguale a $1{,}5 \times 0{,}95 =$ m. 1,45 (in cifra tonda).

Se il muro presenta i contrafforti esterni, la larghezza dei contrafforti si farà eguale a m. 1. I contrafforti si terranno ad un intervallo libero di m. 3; lo spessore del muro si potrà mantenere costante per tutta la sua altezza e farsi eguale alla metà dei valori dedotti dalla consueta tabella per $s = 0$. La sporgenza dei contrafforti si farà eguale allo spessore del muro (vedi fig. 133).

Calcolazione dei muri di sostegno con la teoria del Mohr e col metodo del Résal. — *Esempio.* — Calcolare le dimensioni della sezione verticale di un muro di sostegno di un terrapieno a paramento interno verticale, fissando:

$$h = \text{m. } 5\,; \quad h_1 = 0\,; \quad s = h/5\,; \quad \varphi = 35°\,.$$

Il peso di volume della muratura è di Kg. 2400/m³ e quello del terrapieno è di Kg. 1600/m³.

Nel calcolare lo spessore b del muro in sommità supporremo il caso limite che la risul-

tante del peso P di un metro lineare di muro e della spinta S dovuta al terrapieno, cada proprio sull'estremo del terzo medio di base (vedi vol. I, pag. 191).

Secondo la teoria del Mohr il valore della spinta S esercitata dal terrapieno contro un metro lineare di muro non sovraccaricato, sarà espresso da (vedi pag. 154):

$$S = \frac{1}{2}\Delta h^2 \operatorname{tang}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{2}\,1600\,h^2 \operatorname{tang}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) \cong 216{,}8\,h^2 \text{ (Kg.)}.$$

Questa forza sarà applicata ad 1/3 dell'altezza h del muro a partire dalla base di questo.

Scomponiamo la sezione verticale del muro in un triangolo rettangolo ed in un rettangolo (vedi fig. 134): i pesi p_1 e p_2 dei corrispondenti volumi di un metro lineare di muro saranno:

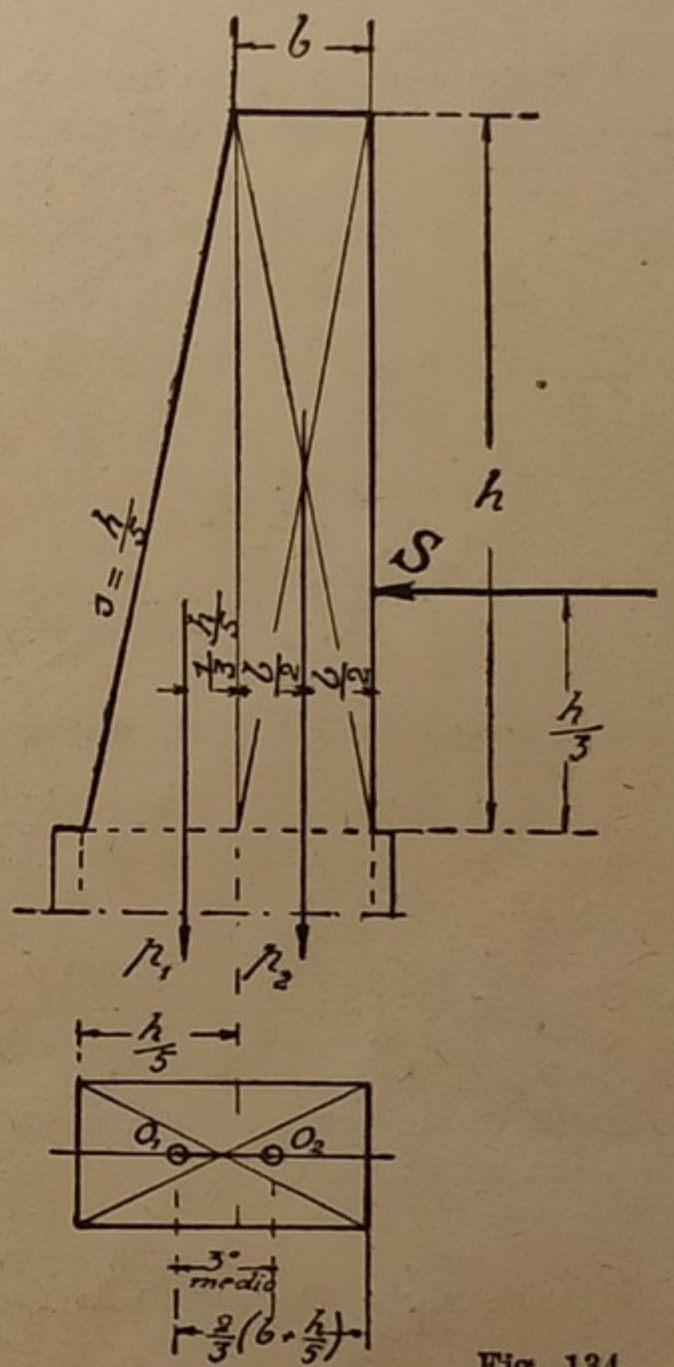


Fig. 134.

$$p_1 = \frac{1}{5}\,h \cdot \frac{h}{2} \cdot 2400 = 240 \cdot h^2 \text{ (Kg.)}$$

$$p_2 = b \cdot h \cdot 2400 = 2400 \cdot bh \text{ (Kg.)}.$$

Se la risultante delle tre forze p_1, p_2, S deve cadere sull'estremo (estremo sinistro) del 3° medio di base, i bracci di p_1, p_2 ed S rispetto a questo centro di pressione saranno rispettivamente:

$$\text{per } p_1 : \frac{2}{3}\left(b + \frac{h}{5}\right) - \left(b + \frac{1}{3}\,\frac{h}{5}\right) = -\frac{b}{3} + \frac{1}{3}\,\frac{h}{5};$$

$$\text{» } p_2 : \frac{2}{3}\left(b + \frac{h}{5}\right) - \frac{b}{2} = \frac{b}{6} + \frac{2}{3}\,\frac{h}{5};$$

$$\text{» } S : \frac{h}{3}.$$

Per l'equilibrio alla rotazione del metro lineare di muro dovremo scrivere:

$$p_1\left(-\frac{b}{3} + \frac{1}{3}\,\frac{h}{5}\right) + p_2\left(\frac{b}{6} + \frac{2}{3}\,\frac{h}{5}\right) = 216{,}8\,h^2\,\frac{h}{3},$$

cioè:

$$240\,h^2\left(-\frac{b}{3} + \frac{1}{3}\,\frac{h}{5}\right) + 2400\,bh\left(\frac{b}{6} + \frac{2}{3}\,\frac{h}{5}\right) = 216{,}8\,\frac{h^3}{3};$$

dalla quale semplificando, svolgendo, ecc. ricaviamo la seguente equazione di 2° grado completa in b:

$$b^2 + 0{,}60\,bh - 0{,}141\,h^2 = 0.$$

Risolvendo e scartando la radice negativa otteniamo: $b = \sim 0{,}18\,h$ (*).

Ponendovi h = m. 5, si ricava $b = 0{,}18 \times 5$ = m. 0,90, che sarà lo spessore del muro in sommità. Alla base il muro avrà uno spessore di: $0{,}90 + \frac{h}{5} = 0{,}90 + \frac{5}{5}$ = m. 1,90.

Applicando il metodo del Résal, troveremo il valore della *spinta* (forza orizzontale) $Q = \frac{A}{1000}\,\Delta\,\frac{h^2}{2}$ e il valore del *carico* (forza verticale) $V = \frac{B}{1000}\,\Delta\,\frac{h^2}{2}$.

(*) Questo valore $b = 0{,}18\,h$ è adottato dalle FF. SS. per i muri di sostegno aventi la sezione conforme a quella della fig. 134 e per quelli aventi la parete interna verticale, a riseghe, ed esterna a scarpa di 1/10 h (vedi tabella pag. 181).

Per $\varphi = 35°$, $\varepsilon = 0°$, la tabella del Résal (vedi pag. 158) ci fornisce i valori dei coefficienti A e B.

Si ricava.

$$A = 214\ ; \qquad B = 150.$$

Perciò sarà:

$$Q = \frac{214}{1000}\ 1600\ \frac{h^2}{2} = 171{,}2\ h^2$$

$$V = \frac{150}{1000}\ 1600\ \frac{h^2}{2} = 120\ h^2.$$

I bracci delle quattro forze p_1, p_2, Q, V, che sollecitano alla rotazione il metro lineare di muro rispetto all'estremo del terzo medio di base (estremo sinistro), sono:

per p_1 (come abbiamo già visto) : $-\frac{b}{3} + \frac{1}{3}\frac{h}{5}$

» p_2 (» » ») : $\frac{b}{6} + \frac{2}{3}\frac{h}{5}$

» Q (» » ») : $\frac{h}{3}$

» V (coincidente col paramento interno del muro) : $\frac{2}{3}\left(b + \frac{h}{5}\right)$.

Per l'equilibrio alla rotazione del metro lineare di muro dovremo scrivere:

$$p_1\left(-\frac{b}{3} + \frac{1}{3}\frac{h}{5}\right) + p_2\left(\frac{b}{6} + \frac{2}{3}\frac{h}{5}\right) = Q\frac{h}{3} - V\frac{2}{3}\left(b + \frac{h}{5}\right),$$

cioè:

$$240\ h^2\left(-\frac{b}{3} + \frac{1}{3}\frac{h}{5}\right) + 2400\ bh\left(\frac{b}{6} + \frac{2}{3}\frac{h}{5}\right) = 171{,}2\ h^2\frac{h}{3} - 120\ h^2\frac{2}{3}\left(b + \frac{h}{5}\right);$$

dalla quale semplificando, svolgendo, ecc. ricaviamo la seguente equazione di 2° grado completa in b:

$$b^2 + 0{,}80\ bh - 0{,}063\ h^2 = 0\ .$$

Risolvendo e scartando la radice negativa otteniamo:

$$b = \sim 0{,}07\ h\ .$$

Ponendovi h = m. 5, si ricava $b = 0{,}07 \times 5$ = m. 0,35, contro i m. 0,90 trovati applicando il metodo di Mohr.

Lo spessore trovato ora in m. 0,35 lo porteremo praticamente a m. 0,60 (vedi a pag. 173 il calcolo di verifica).

OSSERVAZIONE. — Da questo esempio ci accorgiamo come la teoria del masso illimitato, per il caso di un terrapieno orizzontale, dia luogo a spessori eccessivi dei muri di sostegno.

Con altro esempio si potrebbe invece mostrare come la stessa teoria dia luogo a spessori insufficienti nel caso di un terrapieno a profilo superiore inclinato sull'orizzonte di un angolo ε piuttosto grande.

Perciò nei calcoli di stabilità dei muri di sostegno si consiglia (come abbiamo già detto) di utilizzare i coefficienti del Résal per calcolare le componenti Q e V della spinta S del terrapieno. Si passerà quindi a verificare *la stabilità di un metro lineare di muro di peso P, alla rotazione*, secondo lo spigolo esterno di base, *alla pressoflessione* ed *allo scorrimento*. Per la variabilità dell'angolo d'attrito φ e del peso Δ di volume del terrapieno, dipendente dalle influenze atmosferiche, ed anche per tenere conto della grossolana esecuzione della muratura del muro di sostegno, sarà prudente ridurre sino del 50 % l'effettivo carico di sicurezza alla compressione del materiale di cui è formato il muro.

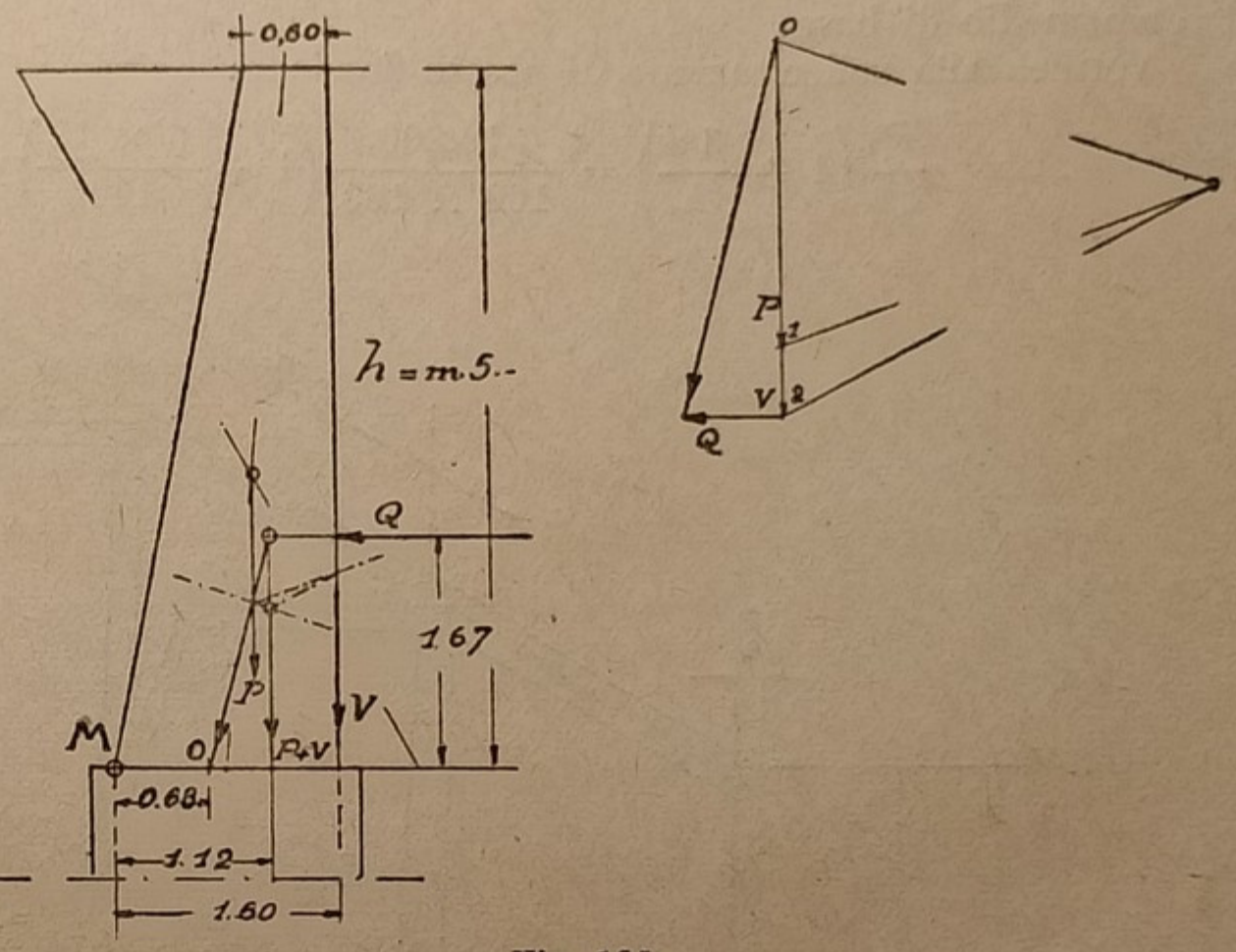


Fig. 135.

Esempi di verifica. — 1°) Verifichiamo la stabilità del muro di sostegno calcolato col metodo Résal a pag. 172, la cui sezione verticale ha la base superiore b = m. 0,60, la base inferiore eguale a m. 1,60 e l'altezza h = m. 5 (vedi fig. 135).

La componente orizzontale Q e la componente verticale V della spinta S esercitata dal terrapieno contro un metro di fuga di muro, valgono:

$$Q = 171{,}2 \times h^2 = 171{,}2 \times 5^2 = \text{Kg. } 4280$$
$$V = 120 \times h^2 = 120 \times 5^2 = \text{Kg. } 3000\,.$$

Il peso P di un metro lineare di muro sarà:

$$P = \frac{1{,}60 + 0{,}60}{2} \times 5 \times 2400 = \text{Kg. } 13.200.$$

Componiamo le due forze verticali P e V a mezzo di un poligono funicolare (vedi fig. 135 in cui si è assunta la scala delle forze 1 cm. = Kg. 6000). La risultante di queste due forze ha per intensità Kg. 16.200 e la sua linea d'azione dista di m. 1,12 dallo spigolo esterno di base di traccia M.

Verifica alla rotazione rispetto allo spigolo esterno di base di traccia M:

Momento passivo = $16.200 \times 1{,}12$ = Kgm. $18.144 \sim$;
Momento attivo = $4.280 \times 1{,}67$ = Kgm. 7.148.

Coefficiente di stabilità alla rotazione: $\frac{18.144}{7.148} = \sim 2{,}54$,

perciò si ha buona stabilità alla rotazione.

Componendo le due forze Q ed R otteniamo una risultante che incontra la base di fondazione nel punto O (centro di sollecitazione) distante m. 0,68 dallo spigolo esterno M di base. L'eccentricità del punto O è:

$$d = \frac{1,60}{2} - 0,68 = 0,80 - 0,68 = \text{m. } 0,12 .$$

Poichè $\frac{h}{6} = \frac{1,6}{6} = \sim 0,27 > 0,12$, si conclude che il centro di sollecitazione O cade entro il terzo medio di base.

Verifica alla sollecitazione di presso-flessione:

$$\frac{P}{bh}\left(1 + \frac{6\,d}{h}\right) = \frac{16.200}{100 \times 160}\left(1 + \frac{6 \times 12}{160}\right) = \text{Kg. } 1,46/\text{cm}^2 ,$$

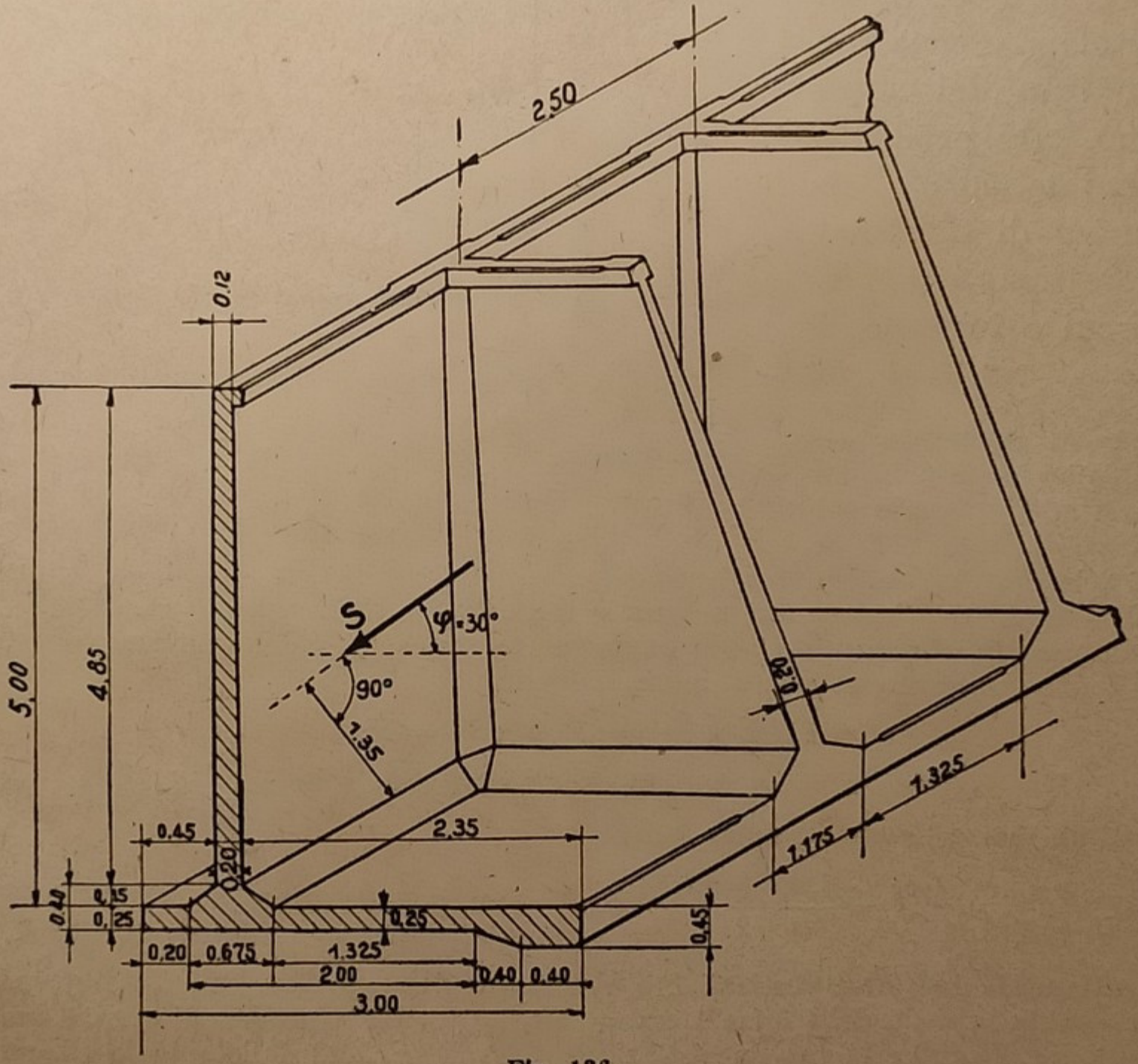


Fig. 136.

che essendo minore del carico di sicurezza della muratura di pietrame (anche ridotto del 50 %, vedi pag. 173), si conclude che si ha buona stabilità alla presso-flessione.

La linea d'azione della risultante delle due forze Q ed R forma con la verticale un angolo di $\sim 15°$. Perciò si ha buona stabilità anche allo scorrimento.

2°) Verificare la stabilità di un muro di sostegno in cemento armato, alto m. 5, avente la forma e le dimensioni indicate dalla fig. 136, capace di sostenere la spinta prodotta da un

terrapieno di media consistenza (angolo d'attrito $\varphi = 35°$) limitato superiormente all'altezza del muro e supposto non sovraccaricato.

a) Verifica della stabilità di 1 m. lineare di muro. — Fissiamo il peso di 1 m³ di calcestruzzo armato in Kg. 2400, quello della terra in Kg. 1800, l'angolo d'attrito fra terra e calcestruzzo $\varphi' = 30°$.

Per semplicità di calcolo, nel peso proprio di 1 m. lineare di muro non terremo conto della soletta, il cui spessore è di cm. 20, considerando il suo volume incluso in quello del prisma di terrapieno di base m. 2,35 × 1 e di altezza m. 5. Ammettendo così una diminuzione di peso sulla base del muro (data dalla differenza di peso di volume dei due materiali calcestruzzo e terra) essa andrà in favore della stabilità del muro stesso.

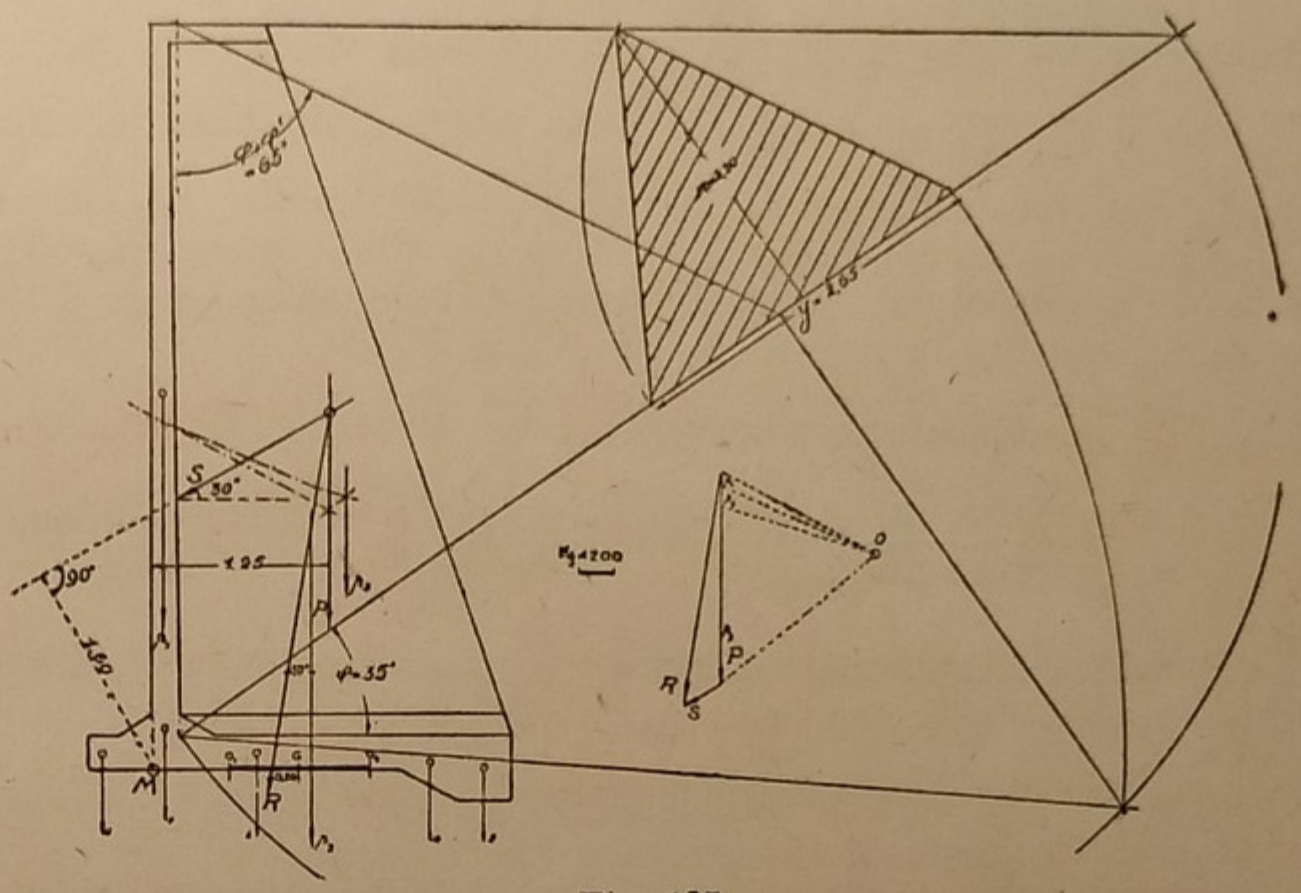


Fig. 137.

Calcoliamo la spinta S del terrapieno contro 1 m. lineare di muro, applicando la teoria del Coulomb-Poncelet. Determiniamo (vedi fig. 137) graficamente il triangolo di spinta. Esso ci fornisce le lunghezze grafiche $y =$ m. 2,65 ed $n =$ m. 2,30. Questi valori s'introdurranno nella nota formula $S = \frac{1}{2} \cdot \Delta \cdot y \cdot n$. Avremo perciò:

$$S = \frac{1}{2} 1800 \times 2{,}65 \times 2{,}30 = \text{Kg. } 5500 \text{ (in cifra tonda).}$$

Indichiamo con p_1, p_2, p_3, rispettivamente i pesi del contrafforte verticale (alto m. 4,85, largo in sommità m. 0,12 e largo alla base m. 0,20); il peso del contrafforte di base (formato di parti di noti pesi 1, 2, 3, 4, 5, che permettono di determinare la posizione della verticale della loro risultante p_2, con la costruzione di un poligono funicolare. Questo poligono funicolare non è stato riprodotto nella fig. 137 per non ingombrarla soverchiamente); il peso del prisma di terra di base m. 2,35 × 1 e di altezza m. 5.

Avremo pertanto:

$$p_1 = \left(\frac{0{,}12 + 0{,}20}{2} \times 4{,}85 \right) \times 2400 = \text{Kg. } 1862 .$$

Volume corrispondente ad 1 m. di contrafforte di base (vedi fig. 136):

parte 1:	$0{,}20 \times 0{,}25$	=	m³ 0,050
» 2:	$\frac{0{,}675 + 0{,}20}{2} \times 0{,}15$	=	» 0,066
» 3:	$2 \times 0{,}25$	=	» 0,500
» 4:	$\frac{0{,}45 + 0{,}25}{2} \times 0{,}40$	=	» 0,140
» 5:	$0{,}40 \times 0{,}45$	=	» 0,180
			m³ 0,936

$$p_2 = 0{,}936 \times 2400 \quad = \text{Kg. } 2.246$$
$$p_3 = (2{,}35 \times 5) \times 1800 \quad = \text{» } 21.150$$

Peso totale corrispondente ad 1 m. di muro: $P = \text{Kg. } 25.258$

Assumiamo come scala delle forze 1 cm. = Kg. 4200 (vedi fig. 137) e costruiamo un poligono funicolare che ci darà la posizione della verticale baricentrica del peso P.

La spinta S è applicata ad $\frac{1}{3}\,h$ a partire dalla base del muro e la sua linea d'azione forma con la orizzontale l'angolo d'attrito $\varphi' = 30°$ tra terra e calcestruzzo.

Componiamo le due forze P ed S e sia R la loro risultante. La linea d'azione di R incontra la base d'appoggio del muro sul terreno di fondazione, entro il 3° medio e l'eccentricità d misurata graficamente risulta di circa m. 0,20.

Verifica alla rotazione attorno allo spigolo esterno di base di traccia M (vedi fig. 137):

$$\frac{\text{Momento passivo}}{\text{Momento attivo}} = \frac{25.258 \times 1{,}25}{5.500 \times 1{,}60} = \frac{\sim \text{Kgm. } 31.572}{\text{Kgm. } 8.800} = \sim 3{,}59\,,$$

che essendo assai superiore al minimo coefficiente di stabilità alla rotazione, 1,5 ÷ 2,5, ammesso praticamente, si conclude che la stabilità del muro alla rotazione è ampiamente soddisfatta.

Verifica alla presso-flessione in corrispondenza del piano di posa del terreno.

La forza verticale che grava sul terreno di fondazione è rappresentata dalla risultante del peso P e della componente verticale V della spinta S, essendo:

$$V = S \operatorname{sen} 30° = 5500 \times 0{,}50 = \text{Kg. } 2750\,.$$

Perciò avremo:

$$P + V = 25.258 + 2750 = \text{Kg. } 28.008\,.$$

Lo sforzo unitario massimo di presso-flessione sarà:

$$\frac{28.008}{300 \times 100}\left(1 + \frac{6 \times 20}{300}\right) = \sim 1{,}31 \text{ Kg./cm}^2\,,$$

mentre lo sforzo unitario minimo sarà:

$$\frac{28.008}{300 \times 100}\left(1 - \frac{6 \times 20}{300}\right) = \sim 0{,}56 \text{ Kg./cm}^2\,.$$

Se il carico di sicurezza del terreno di fondazione è di circa Kg. 2/cm², la stabilità del piano di posa del terreno sarà pure assicurata.

Verifica allo scorrimento del muro secondo il piano di posa.

Misurando graficamente l'angolo che la linea d'azione della risultante R forma con la verticale troviamo $\sim 10°$. Analiticamente si trova:

$$\frac{S \cos 30°}{P + V} = \frac{5.500 \times 0{,}87}{28.008} = \sim 0{,}17 = \operatorname{tg} \varphi_1\,,$$

da cui si ricava $\varphi_1 = \sim 9° 40'$.

Quest'angolo è assai minore dell'angolo di attrito $\varphi' = 30°$ tra terra e calcestruzzo, per cui anche la stabilità allo scorrimento è ampiamente assicurata.

b) VERIFICA DEGLI ELEMENTI COMPONENTI IL MURO IN CEMENTO ARMATO. — I contrafforti sono posti ad un interasse di m. 2,50 (vedi fig. 136) e il loro spessore alla base è di m. 0,20. La luce netta della soletta, compresa fra due contrafforti, sarà: m. 2,50 — 0,20 = = m. 2,30.

Data la continuità della soletta si può fare affidamento su una riduzione di 2/3 del momento flettente d'incastro in mezzeria, cioè si assumerà in mezzeria i 2/3 del momento flettente medesimo corrispondente alla trave semplicemente appoggiata agli estremi:

$$2/3\,\frac{Ql}{8} = \frac{Ql}{12}.$$

Dividiamo l'altezza della soletta in cinque strisce eguali (vedi fig. 138), alte ciascuna m. 1. Potremo verificare queste strisce in base alla spinta del terrapieno a cui è soggetta ciascuna di esse. Il diagramma della spinta del terrapieno è un triangolo rettangolo di altezza m. 5 e di base x, che si ricava dalla equazione seguente: $\frac{1}{2}\,5 \cdot x = 5500$. Si ha $x =$ Kg. 2200. Costruito così il diagramma di distribuzione della spinta (vedi fig. 138) ricaveremo da questo il valore medio S_1 della spinta che si esercita contro un metro di striscia della soletta più bassa. Graficamente ricaviamo $S_1 = \sim$ Kg. 2000/m. l.

Non terremo conto del peso proprio della soletta, essendo questa disposta verticale. La luce netta della soletta sarà aumentata del 5 %. Il momento flettente massimo in mezzeria della soletta sarà:

$$\frac{Ql}{12} = \frac{ql^2}{12} = \frac{1}{12}\,2000\,(2{,}30 \times 1{,}05)^2 =$$

= Kgm. 980 = Kgcm. 98.000.

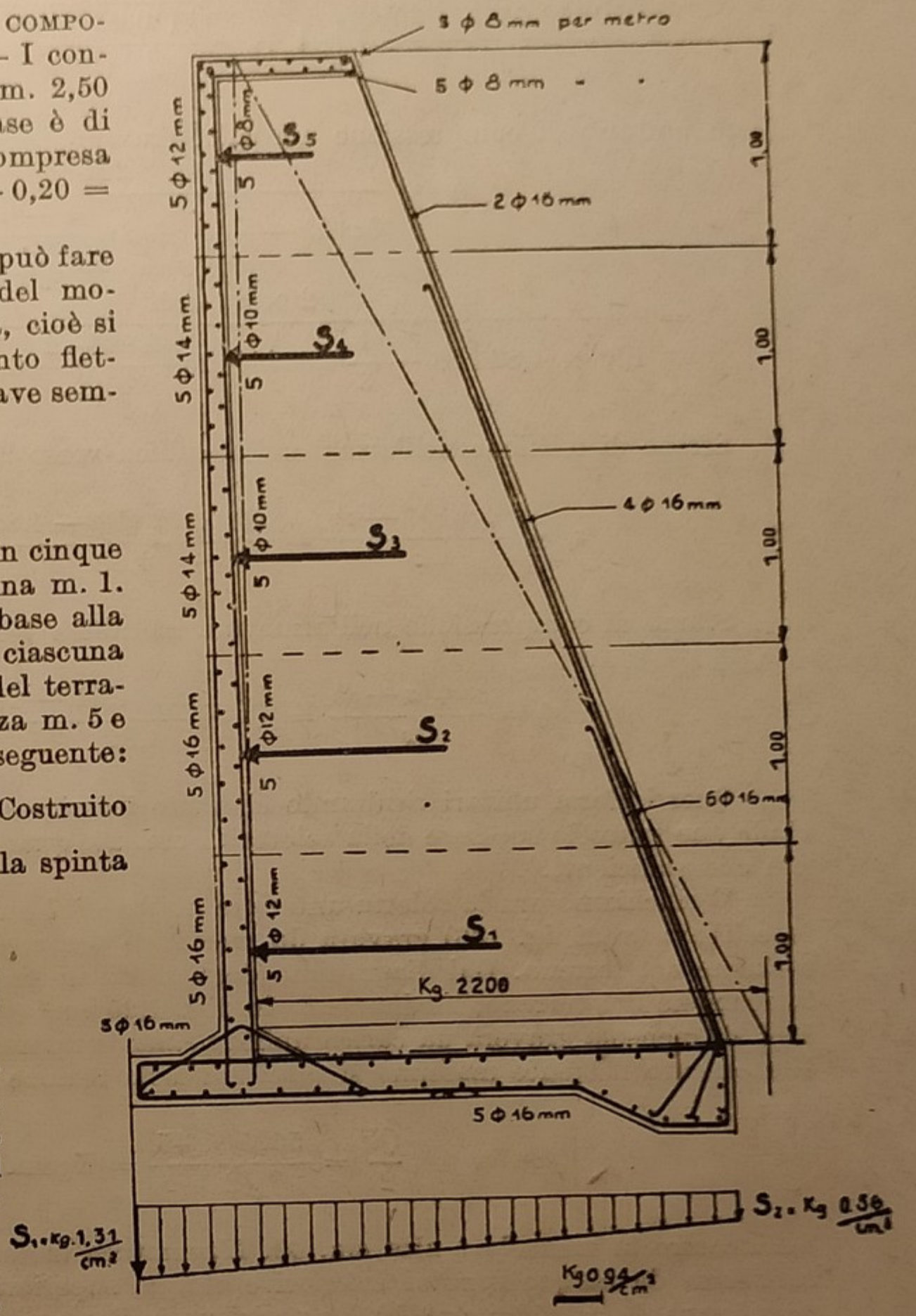


Fig. 138.

Posizione dell'asse neutro (vedi vol. I, pag. 231):

$$Z = \frac{n}{b}\,(A_f + A'_f)\left(\sqrt{1 + \frac{2\,b\,(A_f \cdot h' + A'_f \cdot d)}{m\,(A_f + A'_f)^2}} - 1\right);$$

dove A_f è l'area d'armatura tesa corrispondente al paramento esterno della soletta (5 tondini del $\Phi =$ mm. 16, per cui è $A_f =$ cm² 10,05), e A'_f è l'area d'armatura compressa corrispondente al paramento interno della soletta (5 tondini del $\Phi =$ mm. 12, per cui si ha $A'_f =$ cm² 5,66). Inoltre è $b =$ cm. 100; $d =$ cm. 2; $h' = 20 - 2 =$ cm. 18. Quindi sarà:

$$z = \frac{10\,(10{,}05 + 5{,}66)}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{200\,(10{,}05 \times 18 + 5{,}66 \times 2)}{10\,(10{,}05 + 5{,}66)^2}} - 1\right) = \text{cm. } 4{,}82\,.$$

Sforzo unitario di compressione nel calcestruzzo:

$$s_c = \frac{2M}{bz\left(h' - \frac{1}{3}z\right) + 2m\,\frac{z-d}{z}\,A'_f\,(h'-d)} =$$

$$= \frac{2 \times 98.000}{100 \times 4{,}82\left(18 - \frac{1}{3}\,4{,}82\right) + 20\,\frac{4{,}82 - 2}{4{,}82}\,5{,}66\,(18-2)} = \sim \text{Kg. } 22/\text{cm}^2\,.$$

Sforzo di tensione nell'armatura metallica verso il paramento esterno del muro:

$$s_f = \frac{m s_c\,(h' - z)}{z} = \frac{10 \times 22\,(18 - 4{,}82)}{4{,}82} = \sim \text{Kg. } 600/\text{cm}^2\,.$$

Sforzo di compressione nell'armatura metallica verso il paramento interno del muro:

$$s'_f = \frac{m s_c\,(z-d)}{z} = \frac{10 \times 22\,(4{,}82 - 2)}{4{,}82} = \sim \text{Kg. } 129/\text{cm}^2\,.$$

Questi sforzi unitari risultando ciascuno inferiore al relativo carico di sicurezza, si conclude che tanto lo spessore della soletta in cm. 20, quanto la sua armatura metallica risultano più che sufficienti.

Verifichiamo ora la soletta anteriore di base del muro. Essa è una mensola di m. 0,45 di luce libera (vedi fig. 136) gravata da un carico per metro lineare di soletta che è dato dalla reazione del terreno. Dal diagramma degli sforzi di presso-flessione (vedi fig. 138) ricaviamo la reazione del terreno, mediamente in Kg. 1,25/cm² equivalenti a Kg. 12.500/m². Perciò su 1 m. di mensola graverà un carico uniformemente ripartito di Kg. 12.500 × 0,45 = Kg. 5625. Il momento flettente massimo si susciterà nella sezione d'incastro della mensola e sarà:

$$\frac{Ql}{2} = \frac{5625 \times 45}{2} = \text{Kgcm. } 126.562\,.$$

All'incastro la mensola è alta cm. 40. L'armatura metallica di un metro lineare di soletta è costituita da cinque tondini inferiori e cinque superiori, ciascuno del diametro di mm. 16; perciò sarà $A_f = A'_f = \text{cm}^2$ 10. La posizione dell'asse neutro sarà data dall'equazione seguente, nella quale è $h' = \text{cm. } 36$ e $d = \text{cm. } 4$:

$$z = \frac{m\,(A_f + A'_f)}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{2\,b\,(A_f h' + A_f' d)}{m\,(A_f + A_f')^2}} - 1\right) =$$

$$= \frac{10\,(10 + 10)}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{200\,(10 \times 36 + 10 \times 4)}{10\,(10+10)^2}} - 1\right) = \text{cm. } 7{,}2\,.$$

Inoltre è:

$$s_c = \frac{2M}{bz\left(h' - \frac{1}{3}z\right) + 2m\,\frac{z-d}{z}\,A_f'\,(h'-d)} =$$

$$= \frac{2 \times 126.562}{100 \times 7{,}2\left(36 - \frac{1}{3}\,7{,}2\right) + 20\,\frac{7{,}2 - 4}{7{,}2}\,10\,(36 - 4)} = \sim 10 \text{ Kg./cm}^2 .$$

$$s_f = \frac{m s_c\,(h' - x)}{x} = \frac{10 \times 10\,(36 - 7{,}2)}{7{,}2} = 400 \text{ Kg./cm}^2 .$$

Si osservi come i suddetti sforzi risultino teoricamente assai bassi. Praticamente, però, in alcune zone la mensola può essere sottoposta a sforzi superiori che possono derivare, ad esempio, da un'eguaglianza di resistenza del terreno o da cause accidentali non previste teoricamente; per cui risultano più giustificate le dimensioni un po' esuberanti assegnate alla mensola e alla sua armatura metallica.

Passiamo ora a verificare la stabilità della soletta posteriore di base del muro, considerandola come incastrata ai contrafforti e caricata del peso del terreno sovrastante. Ogni metro di larghezza di soletta sopporta un peso di terreno dato da: $5 \times 1 \times 1800 =$ Kg. 9000, mentre il peso proprio di 1 m. di soletta sarà $1 \times 0{,}25 \times 2400 =$ Kg. 600.

Pertanto il peso totale a metro lineare di soletta sarà:

$$\text{Kg. } 9000 + 600 = \text{Kg. } 9600 .$$

Procedendo nei calcoli di verifica (che qui omettiamo per brevità) si potrebbe riscontrare che nella sezione di mezzo della soletta si suscitano sforzi superiori a quelli ammessi teoricamente per il calcestruzzo e per il ferro. Per questo motivo si è assegnata una forma a nervatura alla estremità a monte della soletta (vedi fig. 136), cosicchè la soletta stessa si potrà considerare incastrata da ogni lato, ossia potrà funzionare come una lastra (vedi vol. I, pag. 309). La verifica della soletta ad armatura metallica incrociata si eseguirà considerando la stessa soletta armata in un sol senso.

Facciamo pure osservare che la forma a nervatura data all'estremità a monte della soletta contribuisce ad aumentare la resistenza del muro allo scorrimento sotto l'azione della spinta esercitata dal terrapieno.

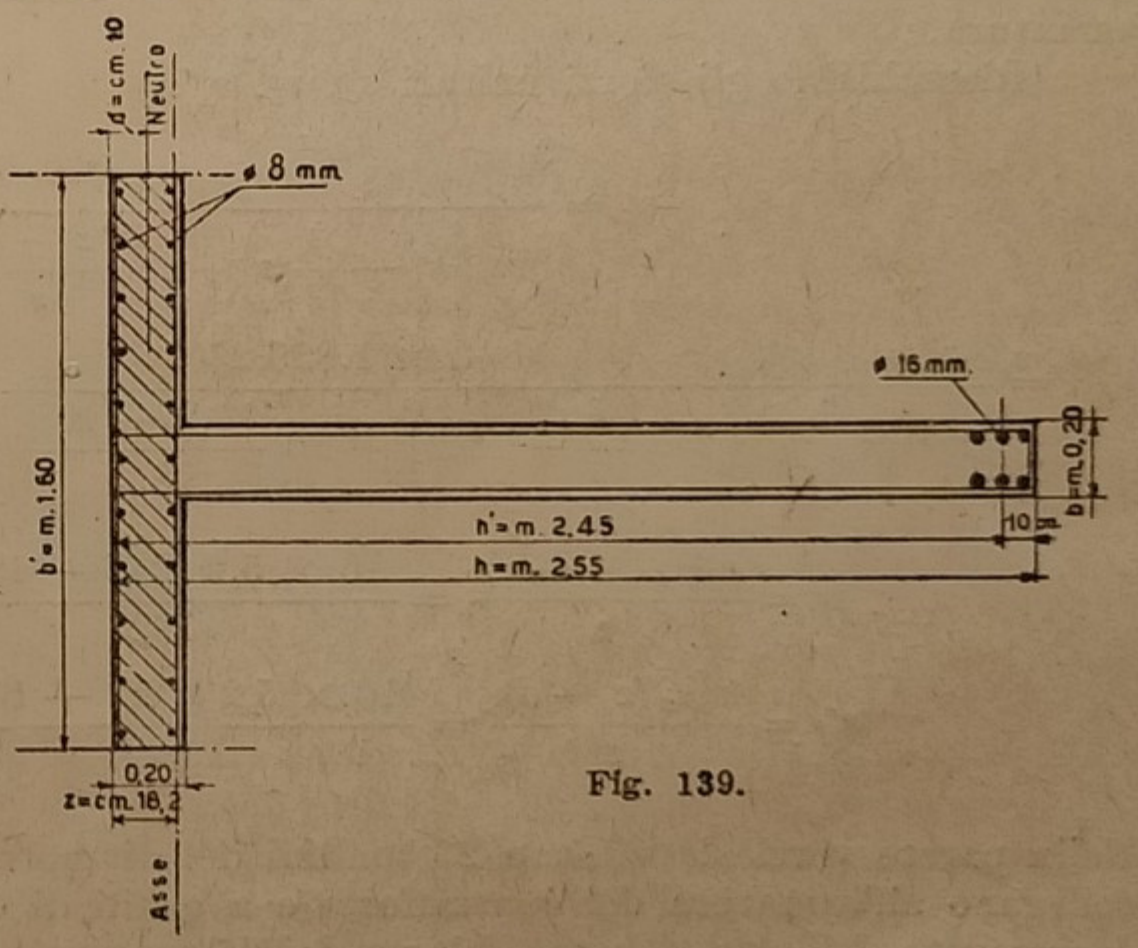


Fig. 139.

La verifica di un contrafforte del muro di sostegno si fa considerando il contrafforte come una mensola incastrata sulla soletta orizzontale e sollecitata dalla spinta del terrapieno contro la parete verticale. L'intensità della spinta sarà:

$$\text{Kg. } 5500 \times 2{,}50 = \text{Kg. } 13.750 .$$

La sezione orizzontale del contrafforte e della soletta verticale, immaginata fatta alla base del contrafforte, ha la forma di una trave a T (vedi fig. 139) la cui larghezza si deduce seguendo quanto dice il regolamento italiano (vedi vol. I, pag. 231). Si trova così che la larghezza b' della trave a T corrisponde ad *otto* volte la larghezza della nervatura (cioè del contrafforte), ossia $8 \times 0{,}20 =$ m. 1,60 (vedi fig. 139).

Il braccio della spinta S rispetto alla sezione d'incastro del contrafforte sulla soletta risulta graficamente di m. 1,35 (vedi fig. 136), per cui il momento dovuto alla spinta S sarà:

$$13.750 \times 1{,}35 = \text{Kgm. } 18.562{,}50 = \text{Kgcm. } 1.856.250 .$$

L'area d'armatura nella zona tesa del contrafforte è composta di n. 6 tondini del diametro di mm. 16, e l'area dell'armatura nella zona compressa della soletta è composta di n. 22 tondini del diametro di mm. 8, per cui si ha:

$$A_f = \text{cm}^2\ 12{,}06 ; \qquad A_f' = \text{cm}^2\ 11{,}06 .$$

Inoltre è:

$$d = \text{cm. } 10 \qquad \text{e} \qquad h' = \text{cm. } 245 .$$

Posizione dell'asse neutro:

$$z = \frac{m\,(A_f + A_f')}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{2\,b\,(A_f h' + A_f' d)}{m\,(A_f + A_f')^2}} - 1\right) =$$

$$= \frac{10\,(12{,}06 + 11{,}06)}{160}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 160\,(12{,}06 \times 245 + 11{,}06 \times 10)}{10\,(12{,}06 + 11{,}06)^2}} - 1\right) = \sim \text{cm. } 18{,}2 .$$

Perciò l'asse neutro risulta compreso entro lo spessore della soletta di parete, per cui è giusto l'avere considerata la trave a T come una trave rettangolare di larghezza m. 1,60 con doppia armatura.

Ricerchiamo gli sforzi unitari s_c, s_f, s_f':

$$s_c = \frac{2M}{bz\left(h' - \frac{1}{3}z\right) + 2m\,\frac{z - d}{z}\,A_f'\,(h' - d)} =$$

$$= \frac{2 \times 1.856.250}{160 \times 18{,}2\left(245 - \frac{1}{3}18{,}2\right) + 20\,\frac{18{,}2 - 10}{18{,}2}\,11{,}06\,(245 - 10)} = \sim \text{Kg. } 5{,}2/\text{cm}^2 ;$$

$$s_f = \frac{m s_c\,(h' - z)}{z} = \frac{10 \times 5{,}2\,(245 - 18{,}2)}{18{,}2} = \sim \text{Kg. } 637/\text{cm}^2 ;$$

$$s'_f = \frac{m s_c\,(z - d)}{z} = \frac{10 \times 5{,}2\,(18{,}2 - 10)}{18{,}2} = \sim \text{Kg. } 26/\text{cm}^2 .$$

Nella parete verticale vi sono 25 tondini del diametro di mm. 8, disposti orizzontali, che si collegano all'armatura del contrafforte e a quelli di distribuzione della parete, con distanza decrescente dall'alto al basso. L'area dei 25 tondini è di cm² 12,56. Il valore della spinta del terrapieno contro i m. 2,50 di soletta (interasse di 2 contrafforti) è: $5500 \times 2{,}50 = \text{Kg. } 13.750$. Perciò lo sforzo unitario di taglio risulta mediamente di:

$$\frac{13.750}{12{,}56} = \sim \text{Kg. } 1000/\text{cm}^2 ,$$

valore che possiamo accettare.

Muri di sostegno per strade ferrate. — Indicando, come al solito, con h l'altezza del muro e con s lo spessore di questo in sommità, nell'ipotesi

che l'angolo d'attrito della terra sia $\varphi = 35°$ (terra di media consistenza) e che la muratura sia formata in pietrame e calce idraulica, con risega di fondazione poco al disotto del piano di campagna, si assegneranno praticamente in sommità gli spessori raccolti nella seguente tabella:

Specie di muro di altezza h	Rapporto $\frac{h_1}{h}$	Scarpa esterna q	Scarpa interna r	Spessore in sommità s	*Osservazioni*
Muri di sostegno propriamente detti ($h_1 = 0$)	zero	0,10	parete verticale: unica	0,27 h	
		0,10	parete verticale: con riseghe di cm. 10 per ogni metro	0,18 h	Risultando lo spessore $s < 0,60$ si assumerà $s =$ m. 0,60
		0,20	parete verticale: unica	0,18 h	
		0,20	parete verticale: con riseghe di cm. 10 per ogni metro	0,12 h	
Muri di sottoscarpa	0,25	$q = 0,20$	parete interna avente lo stesso senso di quella esterna: 0,10	0,225 h	
	0,50			0,245 h	Risultando lo spessore $s < 0,55$ si assumerà $s =$ m. 0,55
	0,75			0,270 h	
	1 —			0,284 h	
	1,50			0,300 h	
Muri di controripa (che sostengono il terrapieno in posto tagliato a scarpa ripida) (vedi fig. 140-*a*)	—	$q = 0,30$	$r = 0,25$	0,10 h	A seconda della *maggiore* o *minore consistenza* del terreno e della *bontà* dei materiali adoperati per il muro. Risultando $s < 0,55$ si assumerà $s =$ m. 0,55
				0,135 h	
				0,15 h	
	—	$q = 0,40$	$r = 0,30$	0,08 h	
				0,10 h	
				0,12 h	

Se il muro di controripa abbisogna di una cunetta in muratura alla sua sommità, si potrà adottare la forma di sezione indicata nella fig. 140-*b*.

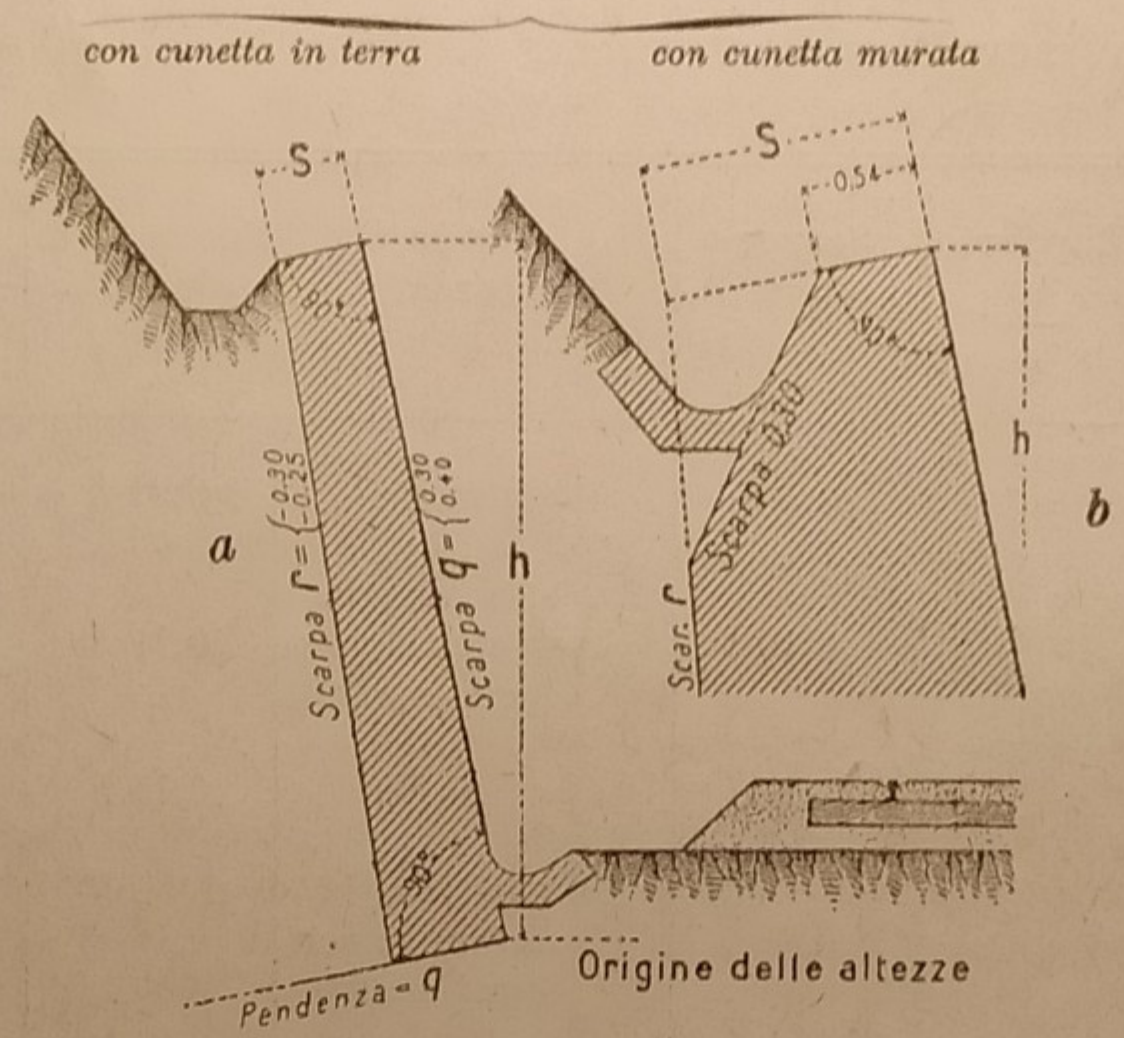


Fig. 140.

Per procedere alla verifica della stabilità di questi muri, si dovrà anzitutto trasformare il sovraccarico, dovuto al passaggio dei treni, in equivalente altezza di terra. Assumendo per le ferrovie importanti un sovraccarico di Kg. 2000/m² e ritenendo il peso di volume della terra mediamente di Kg. 1600/m³, la trasformazione del sovraccarico equivarrà a: $\frac{2000}{1600}$ = m. 1,25 *di altezza di terra.*

3. - GALLERIE

Generalità. — Per *galleria* intendiamo un passaggio sotterraneo che serve a mantenere la continuità di una via di trasporto (strada ordinaria o ferrata, canale, miniera, acquedotto, ecc.).

Le gallerie possono classificarsi in *naturali* o *a foro cieco* ed in *artificiali* o *a cielo aperto*. Le prime sono delle vere e proprie gallerie, poichè vengono scavate in sotterraneo partendo dai due *imbocchi* o da *pozzi verticali*. Le seconde corrispondono ad escavazioni di tratti di terreno, secondo trincee od a mezza costa, e poi successivamente ricoperti.

A seconda della forma predominante dell'asse, le gallerie possono essere ad *asse rettilineo*, ad *asse rettilineo con curve di raccordo agli imbocchi*, ad *asse circolare con pendenza nulla*, *elicoidali*, ecc.

L'esecuzione delle gallerie a foro cieco esige procedimenti e cautele speciali dipendenti dalla natura geognostica e mineralogica del terreno da forare. Ha pure grande influenza la direzione degli strati rispetto all'asse dello scavo, presentandosi più favorevole la direzione di strati normali, o quasi, all'asse della galleria, che non quella di strati paralleli, o quasi, all'asse stesso.

In generale le condizioni più favorevoli si hanno in roccia consistente e compatta ma non eccessivamente dura, mentre le maggiori difficoltà si possono presentare in terreni sciolti, molli e fortemente alterabili.

Lo studio preliminare di una galleria unente due punti (imbocchi) viene fatto sulle carte geologiche della località. Per lavori di una certa importanza questo studio dovrà essere confortato da sondaggi o trivellazioni spinte anche al disotto del piano della futura galleria, grazie ai quali si potrà avere una conferma dello studio preliminare, per poi allestire un *profilo geologico* che chiarisca l'estensione dei tratti dei singoli terreni da attraversare. Così, ad esempio, la grande galleria dell'appennino della Bologna-Firenze, scavata in terreni di particolare natura geologica e stratigrafica, è stata realizzata grazie al concorso armonico della scienza geologica e della tecnica delle costruzioni.

Sezione libera delle gallerie stradali. — La sezione trasversale di una galleria dipende dall'uso della galleria stessa e dalla natura dei terreni attraversati. Le gallerie, come pure le altre opere d'arte di una strada, devono lasciare uno spazio libero che possa contenere la *sagoma limite* del veicolo. Nei tratti in curva delle gallerie ferroviarie per la sopraelevazione della rotaia esterna (al massimo di mm. 160) i veicoli s'inclinano rispetto alla verticale, per cui risulta necessario un aumento di spazio libero, che dipende dal raggio della curva e dalla velocità massima del veicolo. Inoltre si deve tener conto della disposizione dell'asse dei veicoli rispetto alla direzione della corda della curva d'asse. Perciò, sia per l'inclinazione trasversale della via, sia per la disposizione assunta dall'asse del veicolo in curva, la sagoma dello spazio libero subisce un *allargamento verso l'interno* ed un *allargamento verso l'esterno*. Per esempio, in una linea ferroviaria percorsa da treni aventi la velocità massima di chilometri 160/ora, se le vetture a carrelli presentano una lunghezza di m. 26 e i perni sono alla distanza di m. 20 (per cui le parti a sbalzo della vettura sono di m. $\frac{26-20}{2} =$ m. 3 ciascuna), in una curva di m. 1200 di raggio e a doppio binario, l'allargamento totale dovrà essere di $\sim$ m. 0,84. Invece per una linea

in galleria a semplice binario, in una curva di m. 500 si ha un allargamento totale di ~ m. 0,54, mentre per una linea a doppio binario l'allargamento totale risulterà di ~ m. 1,08.

Nelle gallerie per strade ordinarie il profilo libero deve prestarsi, tanto in larghezza quanto in altezza, al comodo passaggio dei carichi più voluminosi. Il R. D. 8 dicembre 1933, n. 1730, stabilisce che la sagoma di ogni veicolo debba potersi inscrivere in una sagoma limite rettangolare di m. 2,50 di larghezza e m. 4 di altezza. Fissando un allargamento di almeno m. 0,50 in ogni senso, per una via semplice, cioè che ammette il passaggio di un solo carro, si dovrà fissare una sagoma limite rettangolare di m. 3,50 × 4,50, mentre per una via che ammette il passaggio di due carri, la sagoma limite rettangolare sarà di m. 6,70 × 4,50 (essendo 6,70 = 0,50 + 2,60 + 0,50 + 2,60 + 0,50), dove m. 2,60 rappresenta la larghezza del veicolo.

Stabilita la sagoma dello spazio libero, potrà fissarsi la sagoma della galleria scegliendo una curva che soddisfi alle esigenze statiche del terreno. Per terreni rocciosi non spingenti si potrà adottare il *profilo rettangolo* sormontato da un semicerchio (vedi fig. 141-*a*). In certi casi, affinchè la volta sia più atta a resistere alle pressioni verticali, si assegna all'arco d'intradosso una freccia maggiore della semicorda. Per terreni spingenti si adottano i *profili policentrici* (a 3, 7, 6, ecc. centri) a seconda dell'importanza delle spinte laterali e di quelle dirette dall'alto al basso (vedi figg. 141-*b*-*c*-*d*).

Qualche volta si ricorre al *profilo circolare* od *ellittico*: per esempio nelle *gallerie subalvee*, nelle quali il terreno impregnato d'acqua esercita spinte eguali nei vari sensi.

Nelle gallerie per linee a trazione elettrica si deve tenere presente che le sezioni debbono essere aumentate in altezza per contenere le apparecchiature aeree. In una linea elettrica a semplice binario la maggiore altezza della sezione sarà di cm. 35, mentre nelle linee a doppio binario la maggiore altezza della sezione (computata secondo l'asse verticale della sezione) sarà di circa cm. 60.

Rivestimento murario delle gallerie. — Le gallerie scavate in roccia compatta non hanno bisogno di rivestimento, oppure questo può essere limitato alla sola parte superiore o *cielo* della escavazione, costruendo una volta cilindrica, intera o parziale, impostata direttamente su riseghe scavate nelle pareti della roccia. Però nelle gallerie di strade ferrate anche in presenza di roccia compatta si preferisce quasi sempre adottare un rivestimento completo che, pur essendo di piccolo spessore, può garantire maggiormente la stabilità delle pareti.

Nell'opera di rivestimento murario totale si distinguono le seguenti parti: la *calotta della galleria*, i *fianchi* e l'*arco rovescio*. Nelle gallerie a rivestimento

parziale, in presenza di terreni mediocremente spingenti, si possono avere la calotta ed i *piedritti*, oppure soltanto la calotta se il terreno è roccioso friabile.

In generale, la forma del profilo del rivestimento e lo spessore di questo si possono facilmente determinare per le gallerie relativamente superficiali, poichè per queste sarà facile stabilire le proprietà fisiche dei terreni e le spinte da questi esercitate; mentre per le gallerie a grande profondità la determina-

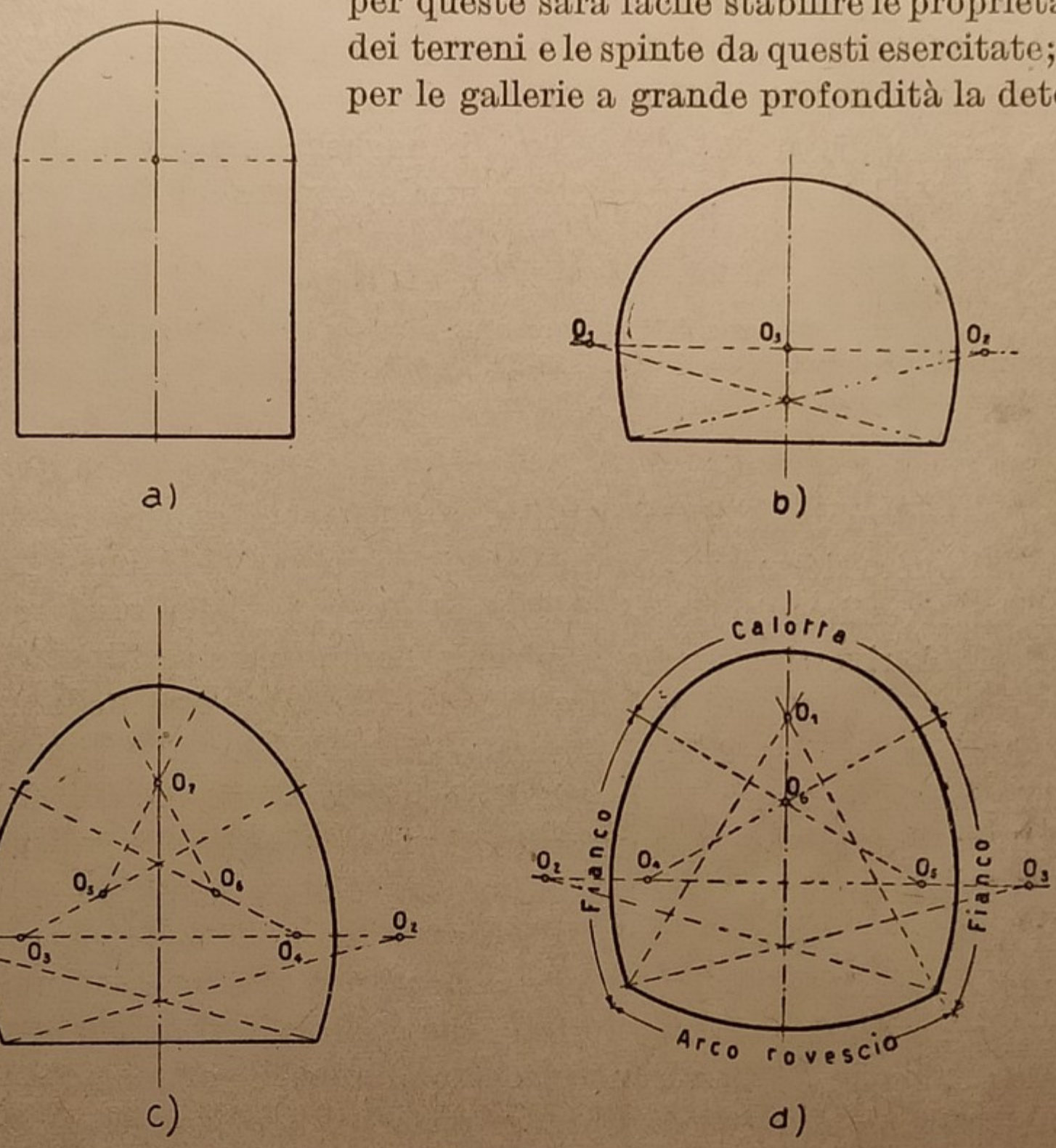


Fig. 141.

zione del profilo del rivestimento e lo spessore di questo potranno determinarsi solo per via sperimentale, non potendosi procedere a calcoli preventivi basati su dati positivi. Pertanto nella maggior parte dei casi lo studio della sezione si farà in base a criteri generali risultanti dalla esperienza, procedendo successivamente, anche durante la costruzione del rivestimento, a verificare direttamente la stabilità del manufatto. In via di massima, se la roccia è stratificata, al rivestimento totale o parziale della calotta potrà assegnarsi uno spessore di cm. $30 \div 50$. In terreni molto spingenti si dovrà provvedere a rivestire anche la parte inferiore

della galleria, costruendo l'*arco rovescio*; alla calotta in muratura di mattoni e di pietrame potrà assegnarsi uno spessore costante di cm. 50 ÷ 80 e talvolta sino a m. 1,50, nel qual caso si potranno adottare delle riseghe sulla superficie d'estradosso.

Le FF. SS. hanno fissato sei tipi di forme di sezioni con variazioni negli spessori del rivestimento, da adottarsi nelle diverse condizioni di terreno, per linee a semplice binario a scartamento normale (distinguendo le gallerie di lunghezza minore di m. 500 da quelle di lunghezza maggiore di m. 500); per linee a doppio binario con scartamento normale, oppure con scartamento ridotto:

1°) *senza rivestimento* (vedi fig. 142-*a*);
2°) *con rivestimento della sola calotta* (vedi fig. 142-*b*);
3°) *con rivestimento completo e senza arco rovescio* (vedi fig. 142-*c*);
4°) *con arco rovescio* (vedi fig. 142-*d*);
5°) *con arco rovescio rinforzato*;
6°) *a profilo circolare*.

Opere complementari delle gallerie. — Tutte le gallerie sono munite di *nicchie* pel ricovero del personale durante il passaggio dei treni. Quando la galleria non ha rivestimento, le nicchie sono ricavate nella viva roccia, mentre se la galleria è rivestita, anche le nicchie hanno un rivestimento opportunamente raccordato con quello della galleria. La larghezza delle nicchie generalmente è di m. 1,50 ÷ 2,50, l'altezza è di m. 1,75 ÷ 2 e la profondità alla base della nicchia è di m. 1,75 ÷ 2. Esse hanno il pavimento al piano delle rotaie ed il loro interasse è generalmente di m. 30 ÷ 50. Nelle gallerie a semplice binario le nicchie si collocano tutte da uno stesso lato, mentre in quelle a doppio binario si collocano ai due lati con gl'interassi mantenuti sfalsati. Nelle gallerie molto lunghe occorrono delle ampie camere per ricoverare i materiali della manutenzione: esse sono ricavate ai lati della galleria e ad un'opportuna distanza fra di loro. Le acque di filtrazione vengono eliminate per mezzo di canaletti di scolo longitudinali che sboccano in pozzetti di scolo posti ad intervalli di m. 50 ÷ 100.

Le estremità delle gallerie devono essere raccordate colle trincee che precedono gli imbocchi. Fra la trincea d'approccio e l'imbocco della galleria (che ha il carattere di galleria artificiale) si costruisce la *testata* o il *portale* della galleria che, oltre a servire di sostegno delle terre verso la fronte, deve soddisfare ad esigenze estetiche (vedi fig. 143). Se l'imbocco si apre in roccia dura e la falda è ripida e con direzione all'incirca perpendicolare all'asse della galleria, la fronte d'imbocco non richiede un muro di sostegno vero e proprio, mentre se l'imbocco si apre in falda di terreno inclinata a scarpa, la parete in cui termina la trincea ed ha inizio la galleria dovrà essere rivestita con un *muro frontale* che s'innal-

Gallerie a doppio binario
per linee a scartamento normale.

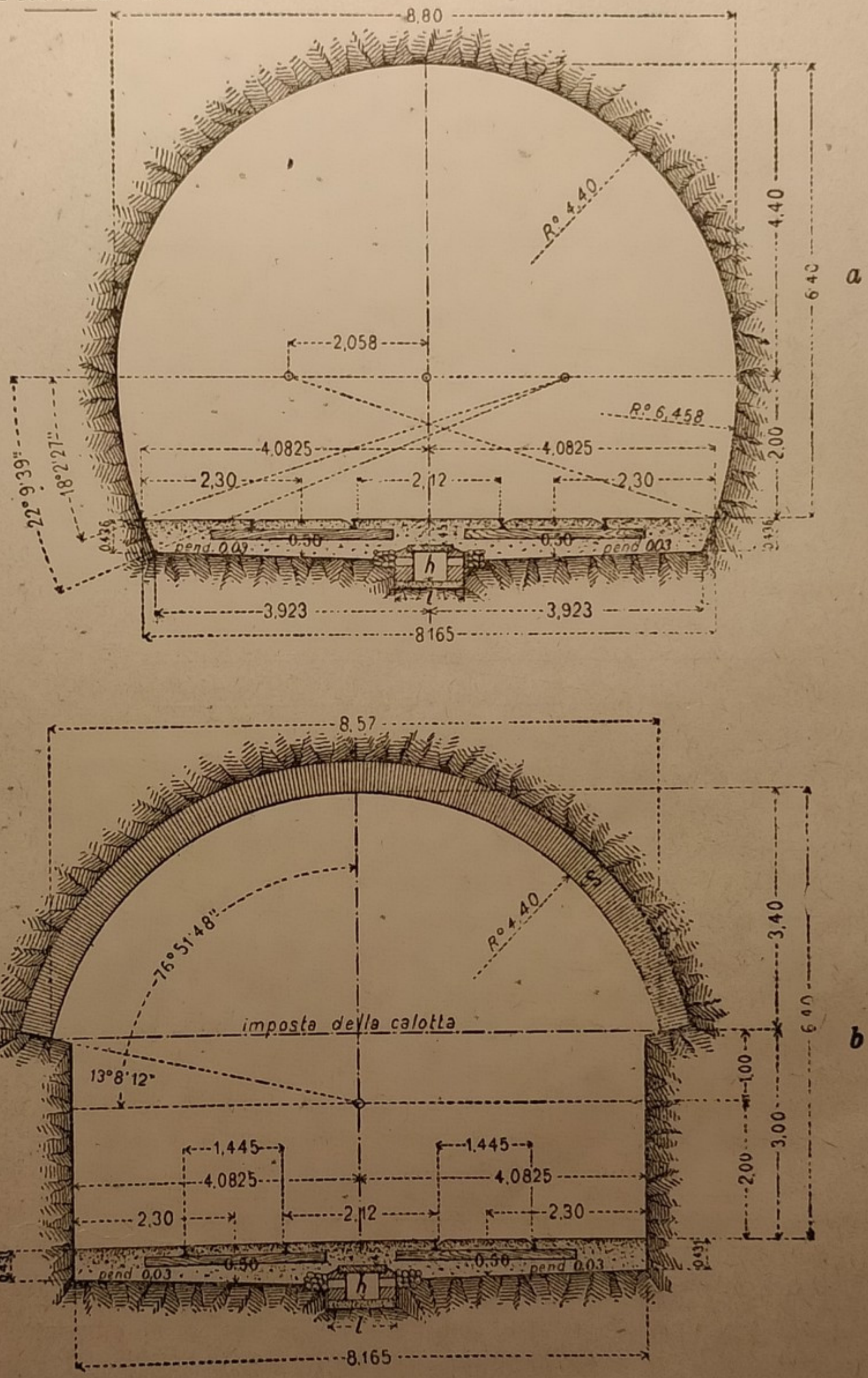
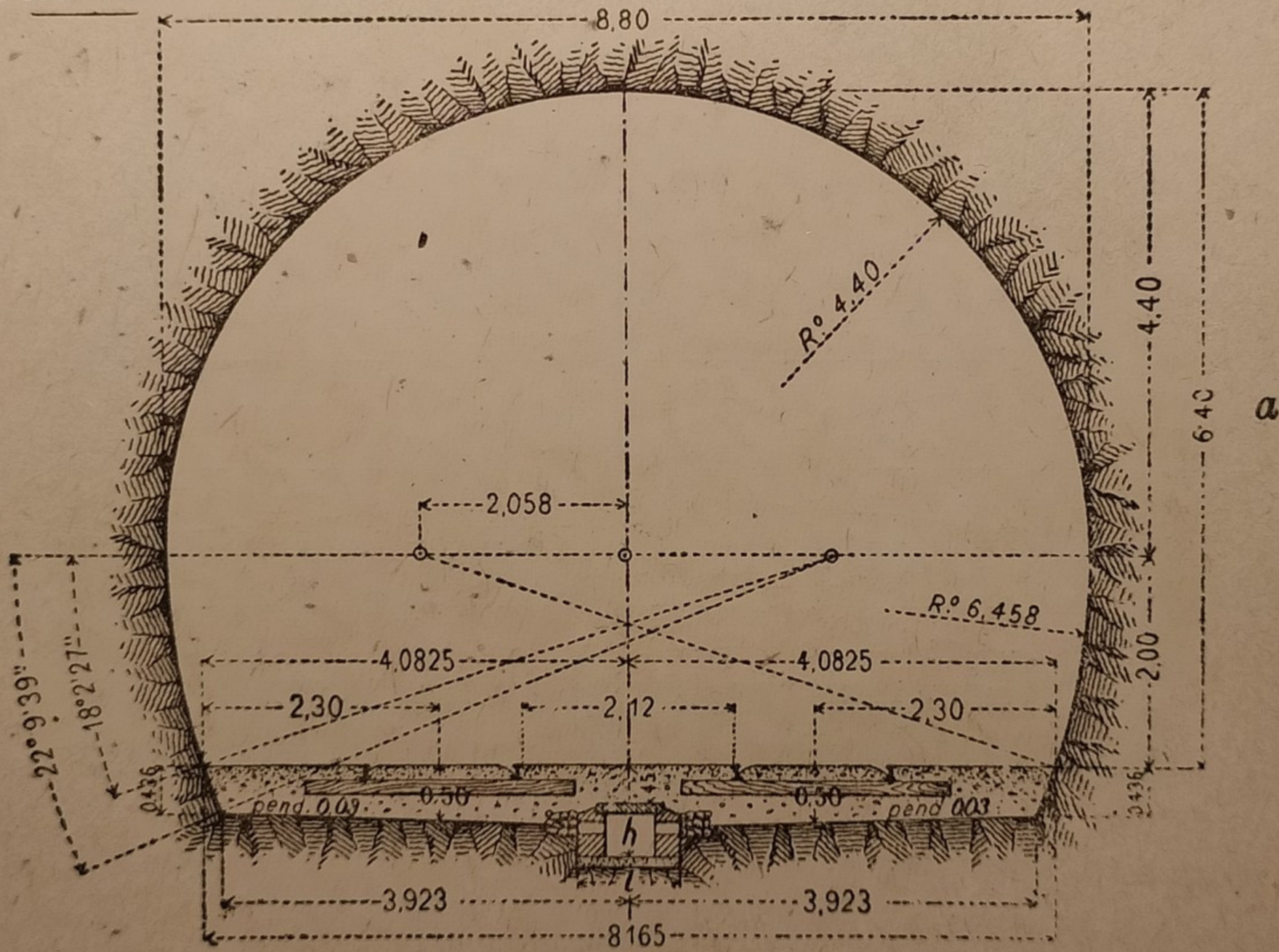
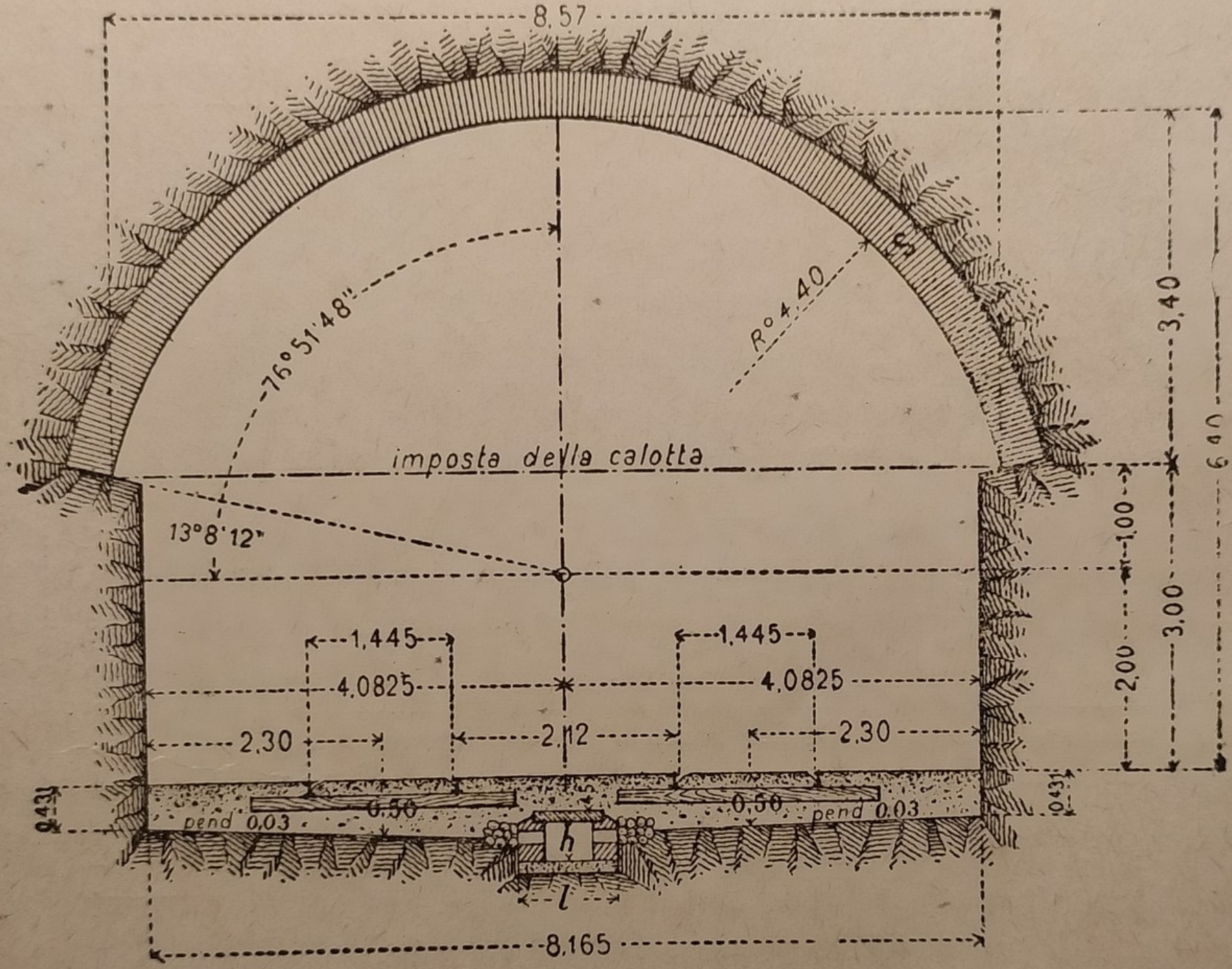


Fig. 142.

Gallerie a doppio binario
per linee a scartamento normale.



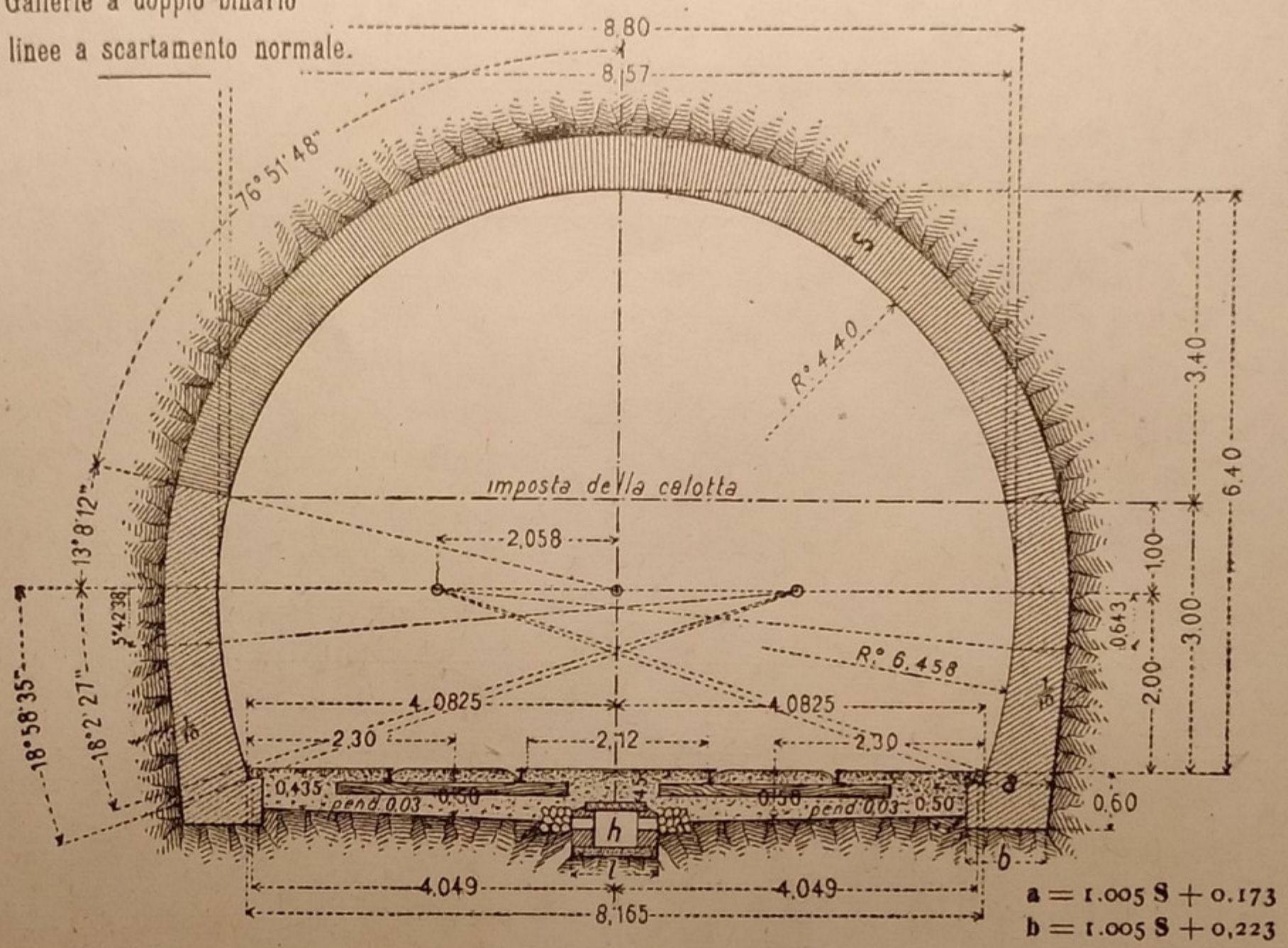
a


8,57
76°51'48"
R° 4,40
imposta della calotta
13°8'12"
1,445
1,445
4,0825
4,0825
2,30
2,12
2,30
0,50
0,50
pend 0,03
pend 0,03
h
l
8,165
3,40
3,00
2,00
1,00
0,431
0,431

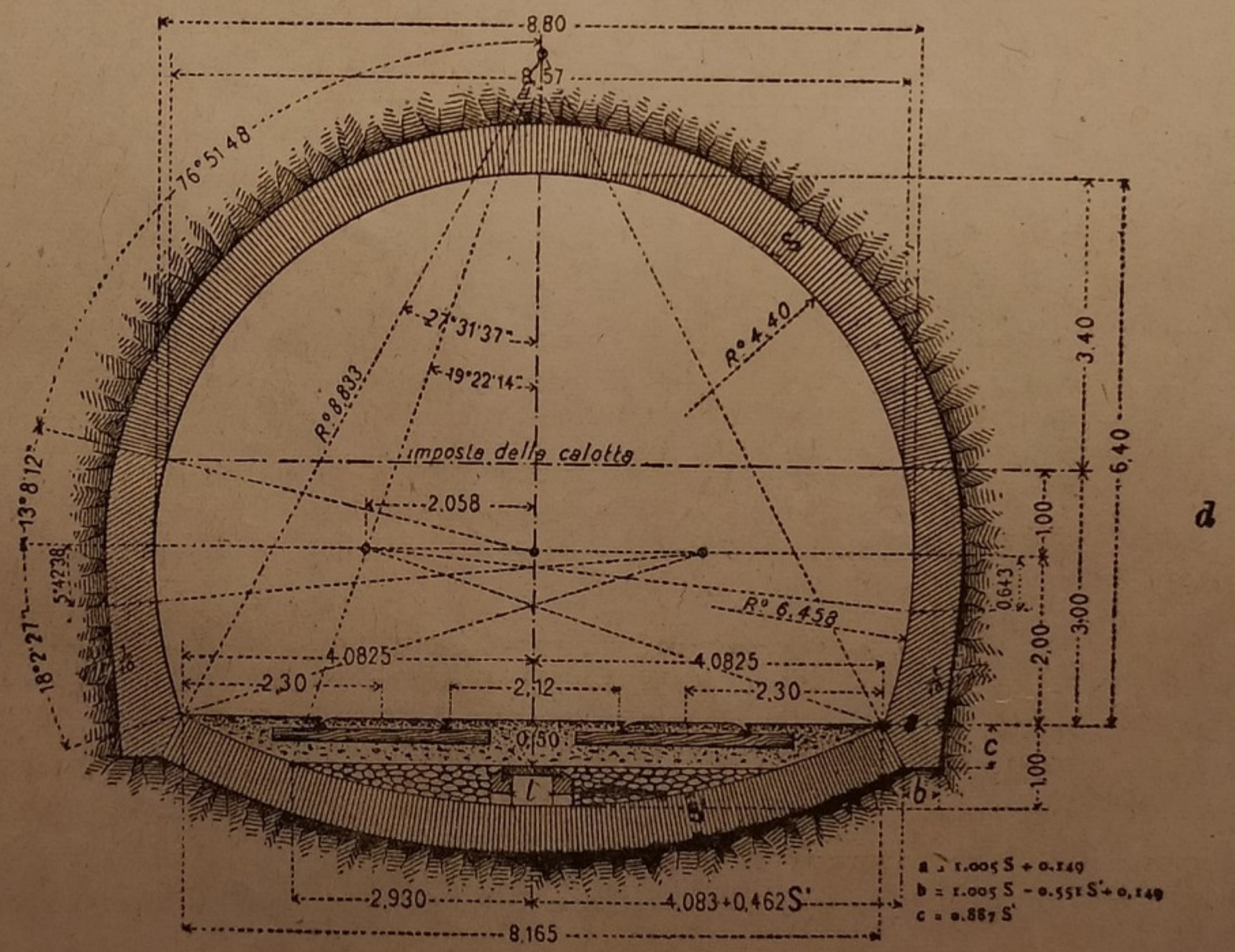
b

Fig. 142.

Gallerie a doppio binario
per linee a scartamento normale.



$a = 1.005\,S + 0.173$
$b = 1.005\,S + 0,223$

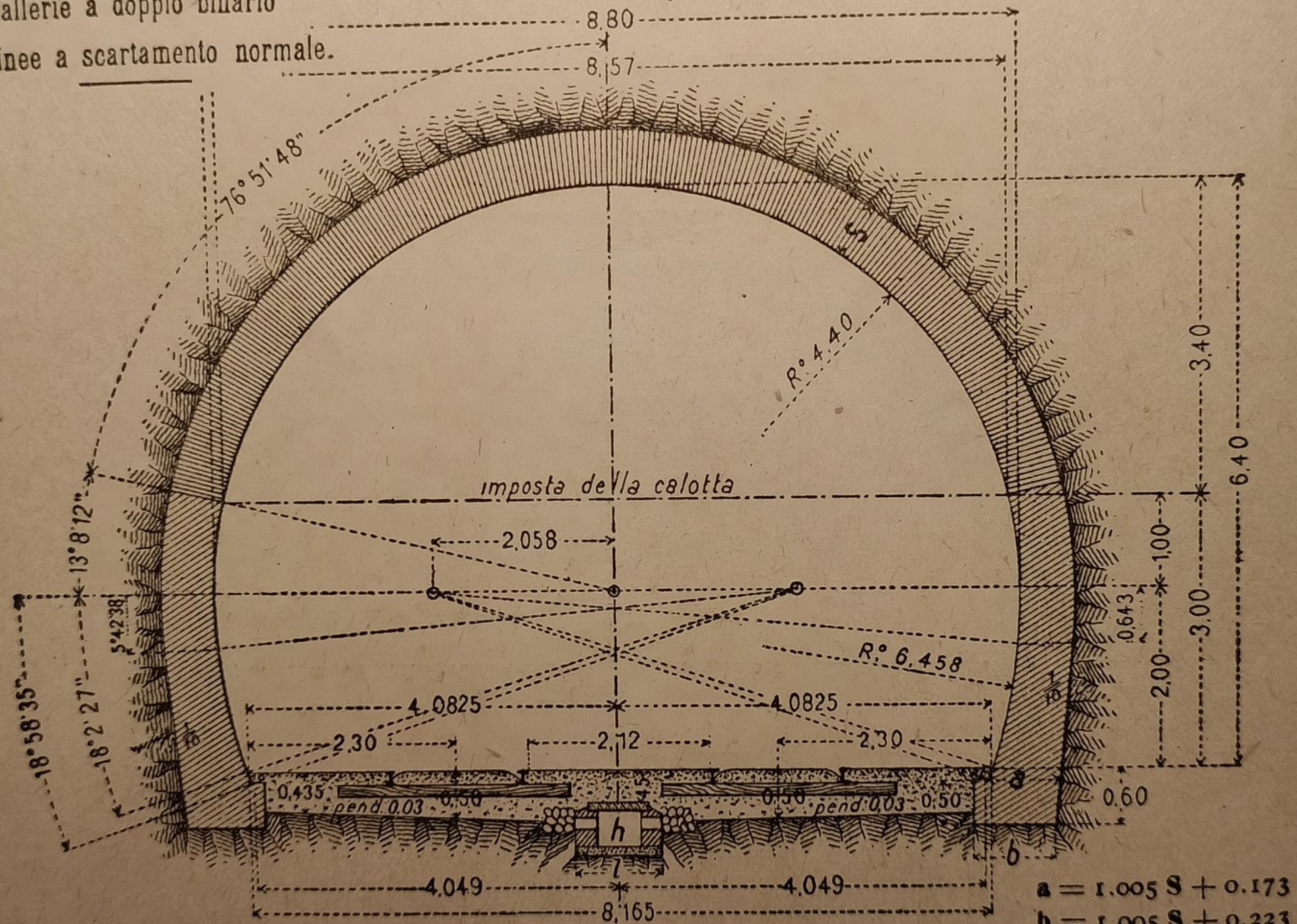


$a = 1.005\,S + 0.149$
$b = 1.005\,S - 0.551\,S' + 0,149$
$c = 0.887\,S'$

Fig. 142.

Gallerie a doppio binario

per linee a scartamento normale.



$a = 1.005\,S + 0.173$

$b = 1.005\,S + 0,223$

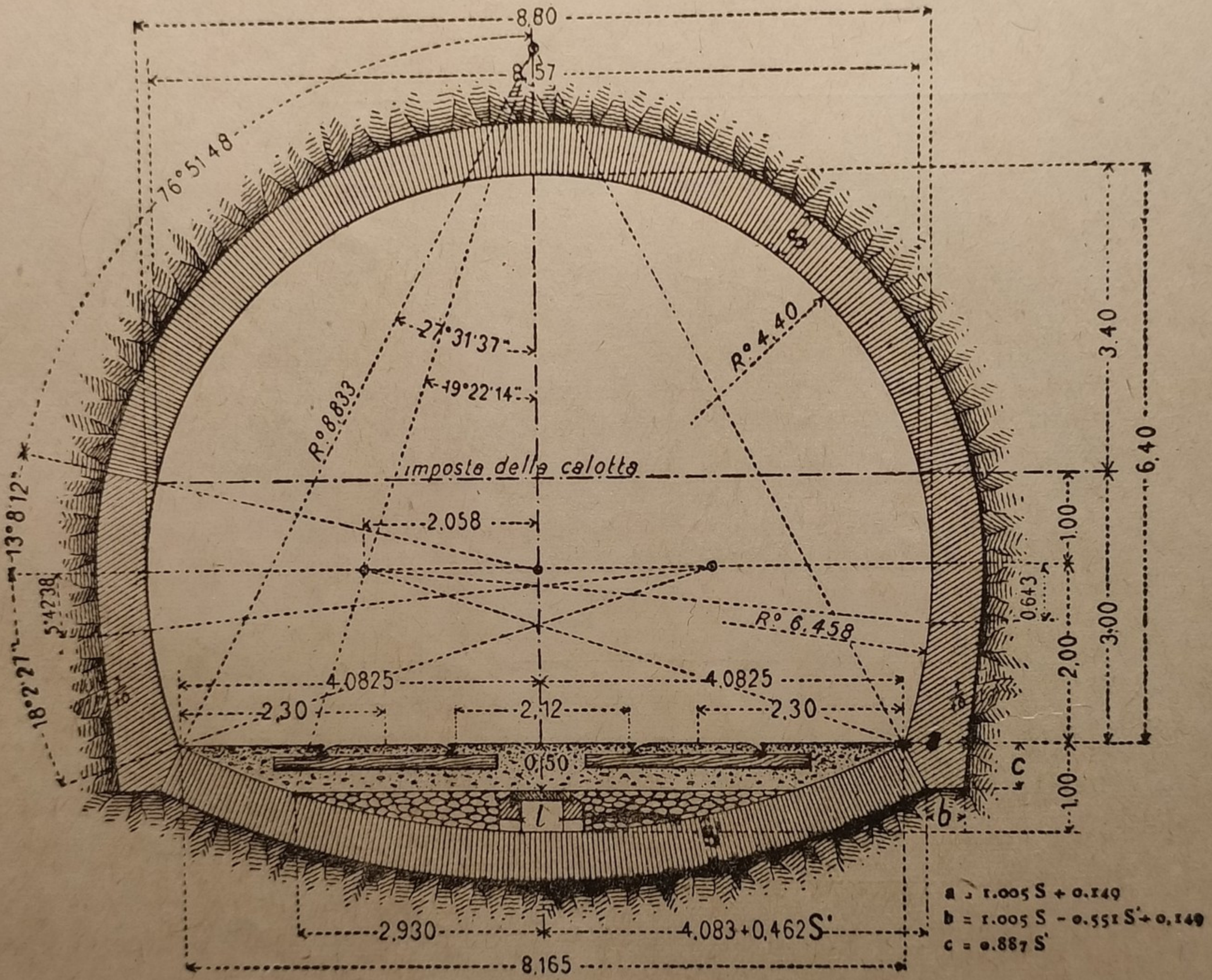

8,80
8,57
76°51'48"
13°8'12"
18°2'21"
5°42'38"
27°31'37"
19°22'14"
R° 8,833
R° 4,40
imposta della calotta
2,058
R° 6,458
4,0825
4,0825
2,30
2,12
2,30
0,50
l
3,40
6,40
1,00
3,00
0,643
2,00
1,00
a
b
c
d
2,930
4,083+0,462 S'
8,165
a = 1,005 S + 0,149
b = 1,005 S - 0,551 S' + 0,149
c = 0,887 S'

Fig. 142.

zerà più o meno al disopra del cielo della galleria, terminando con una cornice di coronamento. Al muro frontale si assegnerà praticamente uno spessore di m. 1,20 ÷ 2 alla base e m. 0,60 ÷ 0,80 in sommità. Il muro frontale può prolungarsi ai lati sino ad incontrare le scarpate della trincea, oppure può ripiegarsi ad *ala* (*muri di ala*) verticale od a scarpa, a seconda del grado di consistenza del terreno.

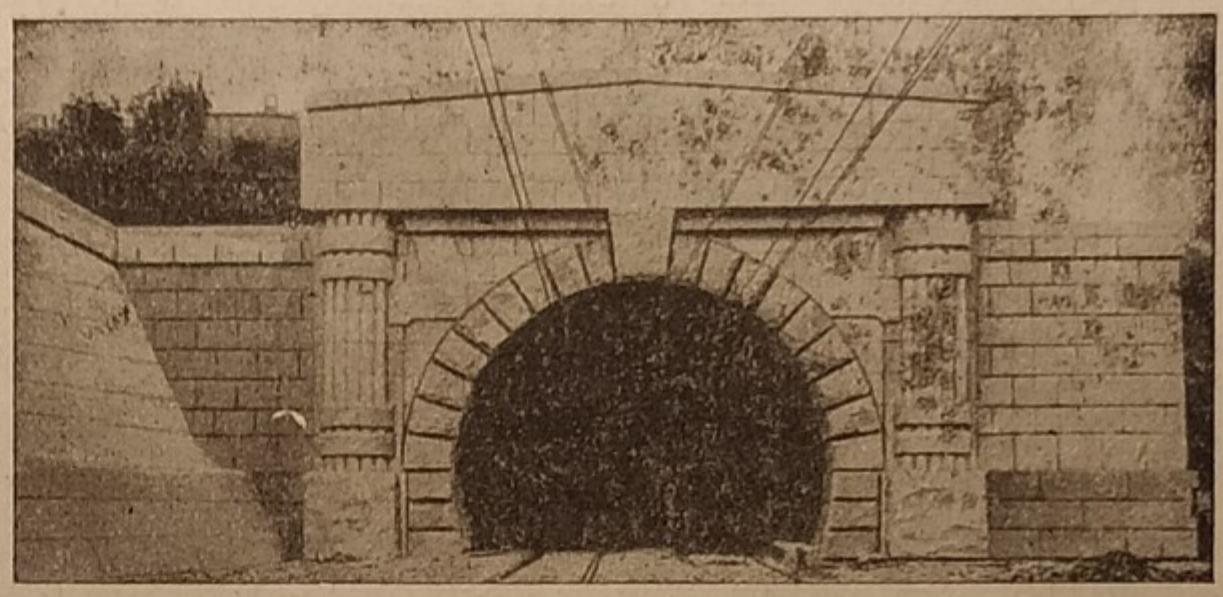


Fig. 143.

Le testate di gallerie importanti (ad esempio le testate della grande galleria dell'appennino della Bologna-Firenze) vengono quasi sempre arricchite di decorazioni architettoniche.

Terminata la costruzione della galleria, si provvederà, ove si ritenga necessario, a ricoprire il volto con uno strato di terreno di spessore sufficiente (chiamato *cuscinetto* - vedi fig. 144) affinchè un'eventuale caduta di pietre, rotolanti dalla falda, non produca lesioni sull'opera muraria.

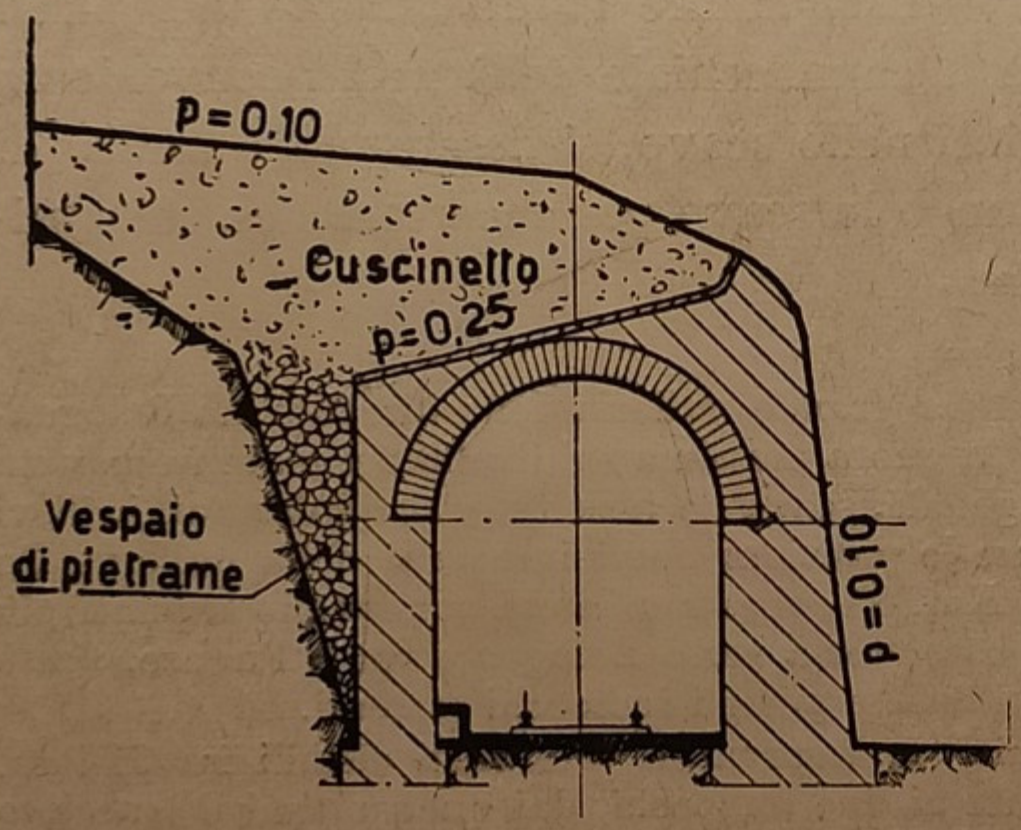


Fig. 144.

Cenni sul tracciamento delle gallerie. — Le operazioni di tracciamento sul terreno dell'asse di una galleria sono d'ordine geodetico e topografico e riguardano tanto il tracciamento esterno, quanto il tracciamento interno. Il tracciamento esterno consiste nel segnare sul terreno l'intersezione di questo con la superficie cilindrica a generatrici verticali la cui direttrice è rappresentata dall'asse della galleria. Il problema si presenta semplice per le gallerie rettilinee e brevi, per le quali è possibile eseguire il *tracciato diretto*. Si farà stazione in un punto culminante del terreno dal quale si possono collimare i due punti d'imbocco, utilizzando un teodolite a cannocchiale possibilmente rovesciabile. Muovendo il cannocchiale in altezza, il piano verticale descritto dall'asse ottico del

cannocchiale dovrà passare per i segnali corrispondenti ai due imbocchi. Trovato un siffatto punto di stazione, si farà il tracciamento esterno della galleria misurando direttamente e con la massima cura la distanza orizzontale fra i due imbocchi in cui sono stati fissati due pilastrini, e quindi si determinerà il dislivello fra i due imbocchi con una accurata livellazione longitudinale.

Nelle lunghe gallerie il tracciamento esterno si eseguisce, in generale, con una *triangolazione* passante per gli imbocchi, che si appoggia ad una *base*, o meglio a due opportune basi, scelte ciascuna alle due estremità della rete, per mezzo delle quali si potrà ottenere un controllo delle operazioni fatte. La risoluzione della triangolazione porta, in generale, a trovare la distanza fra i due imbocchi, il dislivello di questi e la direzione dell'asse della galleria. Le operazioni geodetiche devono anche fissare la posizione degli eventuali punti d'attacco intermedi, sia per pozzi che per finestre, nonchè la posizione planimetrica ed altimetrica dei pozzi e delle finestre e gli elementi di questi in lunghezza ed inclinazione.

Per eseguire il tracciato interno, cioè per dirigere lo scavo della galleria, si farà uso di un teodolite collocato in uno dei due punti fissati precedentemente agli imbocchi e, collimando ad un prestabilito vertice fisso, si ruoterà in azimut l'alidada di quel certo angolo che deve individuare l'allineamento dei punti fissati agli imbocchi. Quindi s'inclinerà il cannocchiale dell'angolo conveniente alla pendenza della galleria. Procedendosi nello scavo, si fisseranno, a mezzo di livellazioni geometriche, dei capisaldi lungo lo scavo per accertare l'esatta posizione altimetrica dell'asse della galleria.

Esempio. — Nel tracciamento dell'asse della grande galleria della direttissima Bologna-Firenze le condizioni altimetriche del terreno (la quota massima sul livello del mare fu trovata di m. 840) permisero di collegare con una poligonale, senza necessità di triangolazioni, i rilievi lungo le *valli del Setta e del Bisenzio* e di fissare le posizioni degli imbocchi della galleria. Fu così stabilita sull'appennino una base di circa Km. 6 i cui estremi corrispondevano ai punti più elevati del profilo e tale che, prolungando la base stessa verso Bologna e verso Firenze, l'asse rettilineo della galleria passasse nelle posizioni fissate per gli imbocchi estremi.

Stabilito così il tracciato, furono costruiti tre osservatori intermédi visibili fra di loro, e altri due osservatorî furono costruiti di fronte ai due imbocchi, dai quali ultimi il tracciato fu riportato in galleria e periodicamente verificato. Per il tracciamento dei pozzi furono costruiti due osservatori in corrispondenza dei relativi imbocchi, e poichè gli assi dei due pozzi all'esterno convergevano in un punto accessibile formando un triangolo con un tratto di asse della galleria, con ripetute osservazioni di lati e di angoli furono individuati alla base dei pozzi i due punti di asse che servirono per il tracciato interno della galleria. Le periodiche verifiche del tracciato però non soddisfecero alla duplice condizione di chiusura a 180° dei tre angoli del triangolo ed alla condizione che la somma dei angoli adiacenti nei due vertici della base del triangolo, corrispondenti ai due punti in galleria, fosse in entrambi di 180°.

In conseguenza di ciò fu ritenuto opportuno inserire questo triangolo in una *triangolazione a catena*, collegando gli elementi esterni ed interni del tracciato con una triangolazione topografica

esatta. Così fu possibile valutare esattamente la lunghezza della proiezione orizzontale dell'asse dei due pozzi, ottenendo dei risultati più che soddisfacenti.

Dopo l'incontro delle avanzate, sia nel versante toscano tra i pozzi e l'imbocco Firenze, sia nel versante bolognese tra i pozzi medesimi e l'imbocco Bologna, eseguite le verifiche col teodolite, le differenze fra i due tracciati risultò di soli mm. 13 nel versante toscano e di soli mm. 21 nel versante bolognese. Le differenze altimetriche, riscontrate alle progressive d'incontro delle avanzate tra le operazioni di livellazione di precisione condotte dagli imbocchi estremi e dai due attacchi intermedi, furono di cm. 15 e di cm. 8,2, rispettivamente nel versante toscano e bolognese. Esse furono opportunamente ripartite in quei tratti di galleria che rimanevano ancora da eseguire al momento dell'incontro delle avanzate.

Cenno sulla esecuzione dei lavori. — Se la galleria è importante, si dovranno disporre con particolare cura ai due imbocchi e in corrispondenza degli attacchi intermedi, gl'impianti dei cantieri con sufficienti e comode vie d'accesso.

I diversi lavori per la costruzione di una galleria comprendono:

l'escavazione o l'abbattimento della roccia; le armature provvisorie delle zone scavate; il rivestimento murario; il trasporto del materiale scavato; la ventilazione e l'illuminazione del cantiere di lavoro; l'eduzione delle acque sotterranee; l'impianto della forza motrice necessaria ai servizi e alle diverse operazioni; i diversi lavori occorrenti per provvedere ai ricoveri e ai bisogni del personale.

ESCAVAZIONE DELLA ROCCIA. — *Cenno sulle perforatrici e sui compressori.* — Se la roccia non è molto dura e la galleria ha piccola lunghezza, l'escavazione potrà eseguirsi anche a mano ricorrendo all'azione degli esplosivi. Se invece la roccia presenta una notevole durezza e la galleria è piuttosto lunga, l'escavazione verrà eseguita prevalentemente con adatte macchine *perforatrici*.

Abbiamo già parlato (vedi vol. I, pag. 17) dell'esecuzione dei fori da mina e della perforazione meccanica della roccia: aggiungiamo ora che nella scelta del tipo di perforatrice è sempre consigliabile riferirci ai risultati ottenuti in lavori precedenti che si sono svolti in analoghe condizioni, oppure si potranno eseguire delle prove dirette in diversi punti della roccia da scavare.

Le perforatrici possono essere a *percussione* e a *rotazione*, e sono azionate o dall'aria o dall'acqua sotto pressione. Facciamo subito osservare che le perforatrici mosse da acqua sotto pressione non rispondono bene nella perforazione della roccia alterabile e quando lo scarico delle acque si presenta difficile. Queste perforatrici invece dovranno preferirsi in presenza di roccia dura e dove si prevede di avere delle temperature elevate. Le perforatrici a percussione sono mosse generalmente dall'aria compressa: esse constano essenzialmente di un cilindro, di uno stantuffo che scorre dentro il cilindro (sotto l'azione dell'aria compressa inviata sulle due facce dello stantuffo) e di un'asta assicurata al centro dello stantuffo e portante all'estremità lo *scalpello percussore*. Ad

ogni ritorno dello stantuffo un movimento automatico d'ingranaggi produce una piccola rotazione dello scalpello, cosicchè il foro finirà di assumere una forma cilindrica. Quando lo scalpello non arriva più a forare la roccia, lo stantuffo urterà sul fondo del cilindro liberando automaticamente un arresto e l'aria compressa spingerà in avanti, di una certa lunghezza, l'intero cilindro che s'impegnerà contro un altro arresto. Allorchè il cilindro sarà avanzato di tutta quella lunghezza che gli consentono le sue guide, l'operaio interrompe per un istante il movimento dello stantuffo per potere ricondurre il cilindro alla sua posizione di partenza e quindi farà avanzare l'intero affusto, oppure cambierà lo scalpello, risultante troppo corto, con un altro più lungo.

Per ottenere maggior rapidità di lavoro si utilizzano $2 \div 4$ perforatrici montate su un unico affusto in modo da eseguire contemporaneamente $2 \div 4$ fori nella roccia.

Le perforatrici a rotazione presentano un'asta cilindrica cava armata alla estremità di un *fioretto a corona dentata*. Il fioretto è compresso fortemente contro la roccia e nello stesso tempo è obbligato a ruotare rapidamente attorno al suo asse, con l'effetto di scheggiare e di polverizzare anche la roccia più dura, via via ch'esso avanza. Il tipo originario di queste perforatrici è la perforatrice *Brandt* che utilizza l'acqua sotto pressione, compressa nel cantiere e portata in galleria con adatta conduttura. Qualche volta la perforatrice sfrutta l'energia di un salto d'acqua che trovasi a breve distanza dall'imbocco della galleria.

Si possono anche utilizzare con profitto le *perforatrici elettriche*, mosse da motore a corrente alternata. Esse dànno un buon rendimento e possono impiegarsi anche alle basse temperature per le quali l'acqua congelerebbe nelle condutture.

Nei lavori di allargamento dello scavo, successivi all'avanzata, sono molto usati i *martelli pneumatici* tipo *Ingersoll*, che constano di un'impugnatura e di un cilindro munito di stantuffo. Essi permettono di forare la roccia secondo una determinata direzione e in un tempo assai più breve di quello occorrente per eseguire la perforazione a mano.

Esempio. — Tutti gli scavi della grande galleria dell'Appennino della direttissima Bologna-Firenze, eccezion fatta di brevi tratti ai due attacchi estremi, furono eseguiti a mezzo di martelli perforatori a mano, azionati dall'aria compressa a 7 atmosfere prodotta da appositi compressori. Il numero massimo di martelli perforatori in azione fu di 32 all'attacco nord, di 50 all'attacco dai pozzi e di 33 all'attacco sud.

I *compressori d'aria* consistono essenzialmente in una pompa a doppio effetto, a mezzo della quale si comprime e s'immagazzina l'aria in apposito serbatoio. L'aria riscaldata durante la compressione viene raffreddata con acqua,

secondo un bene studiato procedimento. Le condutture che trasportano l'aria compressa al luogo d'impiego sono generalmente in acciaio con diametro di mm. 150 ÷ 175 e presentano in ultimo un tratto in gomma.

Esempio. — I compressori d'aria degli impianti della grande galleria dell'appennino aspiravano m³ 25 ÷ 30 d'aria al minuto primo, con un assorbimento di potenza di 160 ÷ 220 HP. La pressione media dell'aria nei cantieri di lavoro raggiungeva all'incirca 4,5 ÷ 5 atmosfere.

Fra i compressori e la condotta si collocano dei *serbatoi d'aria* capaci di equilibrare le inevitabili variazioni di pressione. Se la conduttura è molto lunga, detto equilibrio è raggiunto dalla stessa massa d'aria contenuta nella conduttura.

I *compressori d'acqua* consistono in pompe ad alta pressione spingenti l'acqua entro appositi accumulatori dai quali parte la conduttura in acciaio di piccolo diametro.

CENNO SUI PRINCIPALI METODI DI ESCAVAZIONE. — L'escavazione di una galleria, nella maggior parte dei casi, procede per *attacco parziale della sezione* e qualche volta anche a *piena sezione*, per esempio, se il terreno è di media consistenza. In quest'ultimo caso la sezione scavata viene tutta armata e quindi via via è rivestita completamente di muratura.

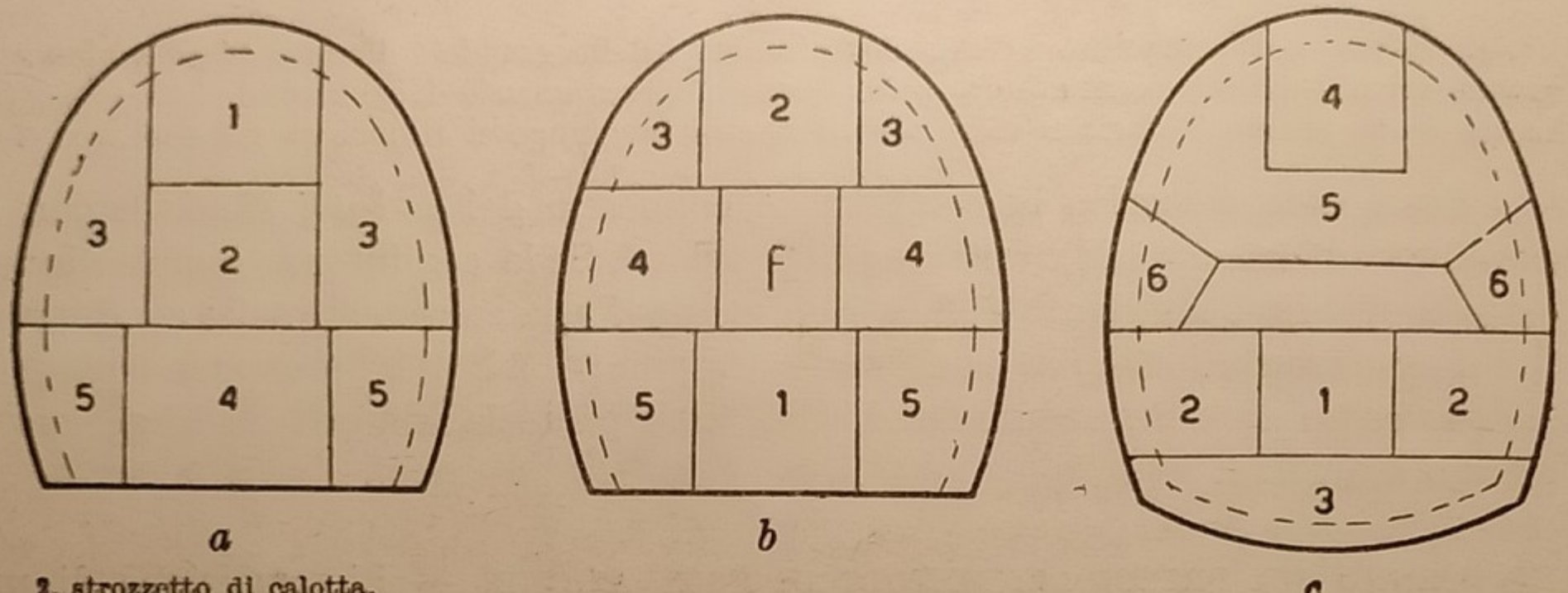
Seguendo il sistema dell'attacco parziale, si aprirà anzitutto un cunicolo in una sola parte della sezione, armandolo subito; quindi si estenderà lo scavo e l'armatura sino ad ottenere, per fasi diverse, il lavoro completo di rivestimento.

I metodi di attacco parziale sono caratterizzati dalla posizione dell'avanzata nella sezione della galleria: essi hanno ricevuto il nome dal paese ove si fecero le prime applicazioni. I metodi più conosciuti sono:

1°) il metodo *belga* o in *calotta*;
2°) il metodo *austriaco*;
3°) il metodo *italiano* o in *cunetta*.

Nel metodo *belga* originario l'attacco d'avanzata è nella parte superiore della sezione. Seguendo questo metodo si scaverà dapprima un cunicolo di piccola avanzata (1) (vedi fig. 145 *a*) alla sommità della calotta e mentre si procede con lo scavo, più indietro si lavora ad approfondire il cunicolo stesso scavando la porzione (2). Poi s'inizia da ambo i lati lo scavo delle parti (3), (3), in modo da completare lo scavo di calotta e quindi si costruisce il tratto di volta della calotta impostandola su grosse travi in legno disposte per lungo sulla roccia inferiore e vicino alle pareti. L'armatura della calotta può essere del tipo a raggiera o a ventaglio (vedi fig. 146). Costruita la volta, si scaverà la parte centrale (4), più o meno largamente a seconda della resistenza del terreno e quindi si procederà alla sbadacchiatura della calotta (vedi fig. 147). Poi si apriranno

nei fianchi, (5), delle brevi cavità alternate da una parte e dall'altra, puntellando provvisoriamente in corrispondenza di esse le travi d'imposta della volta ed



2, strozzetto di calotta.
4, canale di strozzo.

Fig. 145. — Diagrammi di lavoro nello scavo col metodo *belga originario* (fig. *a*): col metodo *austriaco* (fig. *b*); col metodo *italiano* (fig. *c*).

eseguendo via via col metodo della sottomurazione i tratti corrispondenti di piedritto, sino a completare tutto il rivestimento dei due lati della sezione.

Questo metodo belga originario non è praticato nei terreni spingenti con forti pressioni laterali ed anche dall'alto al basso. Si potrà ricorrere allora al sistema *belga misto* e cioè con doppia avanzata, l'una nella parte inferiore e l'altra nella parte superiore, collegate

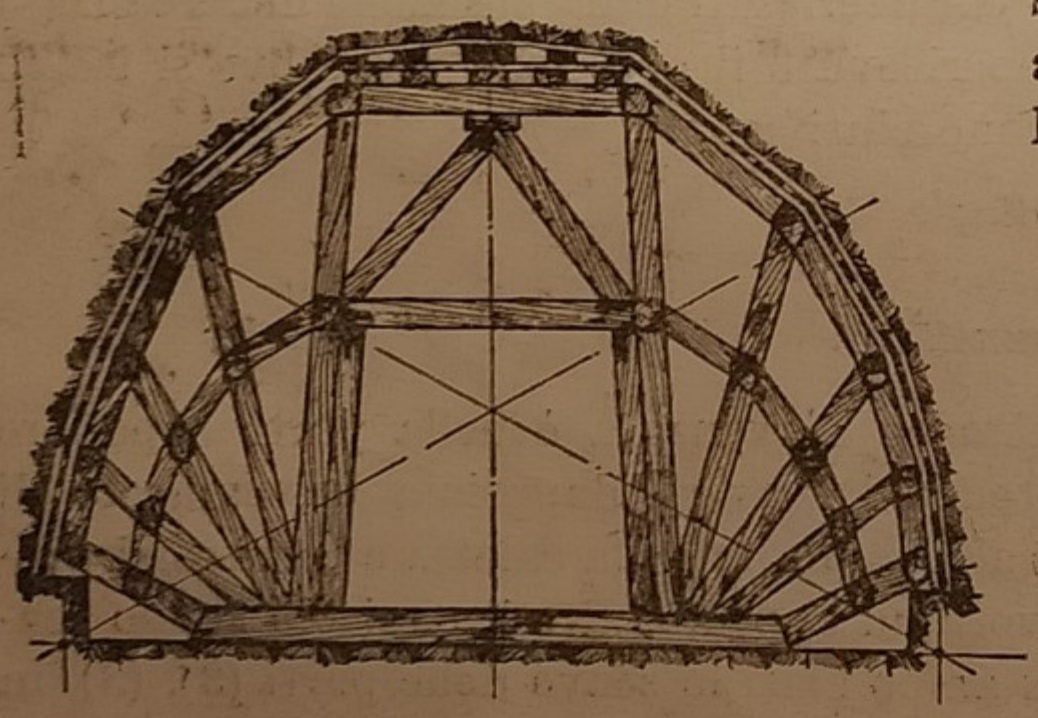


Fig. 146.

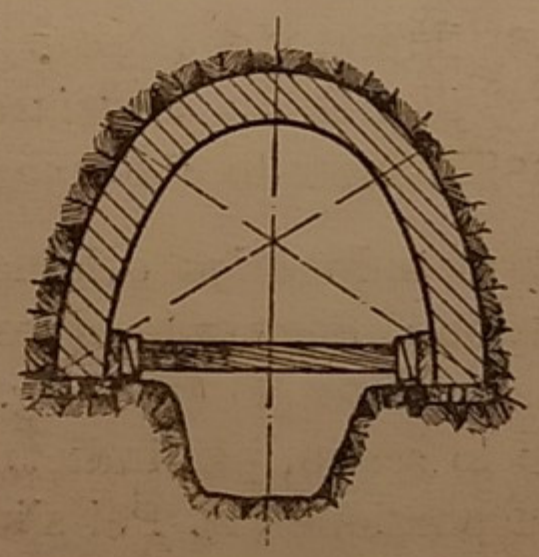


Fig. 147.

ogni tanto fra di loro da pozzi verticali, detti *camini* o *fornelli*. In tal modo i materiali di sterro si faranno scendere nei vagonetti che corrono sul binario sottostante e, se vi sono filtrazioni d'acqua, questa potrà rinviarsi facilmente all'esterno attraverso il cunicolo inferiore.

Nel metodo *austriaco* si comincia a scavare, per una certa lunghezza, il cunicolo di fondo, (1), (vedi fig. 145 *b*) e dopo si attacca in sommità un secondo cunicolo, (2), di sezione alquanto minore. Da quest'ultimo si passa a demolire le due zone (3), (3), di calotta e per facilitare lo sgombero del materiale scavato si mettono in comunicazione i due cunicoli superiore ed inferiore mediante i camini o fornelli *f*. Lo scavo prosegue poi nelle zone (4), (4) e (5), (5), e, quando esso sia compiuto, si procederà a rivestire di muratura, procedendo dal basso verso l'alto. Questo metodo differisce dal metodo belga misto essenzialmente per il fatto che prima si completa l'escavo di tutta la sezione e poi si passa al suo rivestimento. Il metodo austriaco è però poco usato.

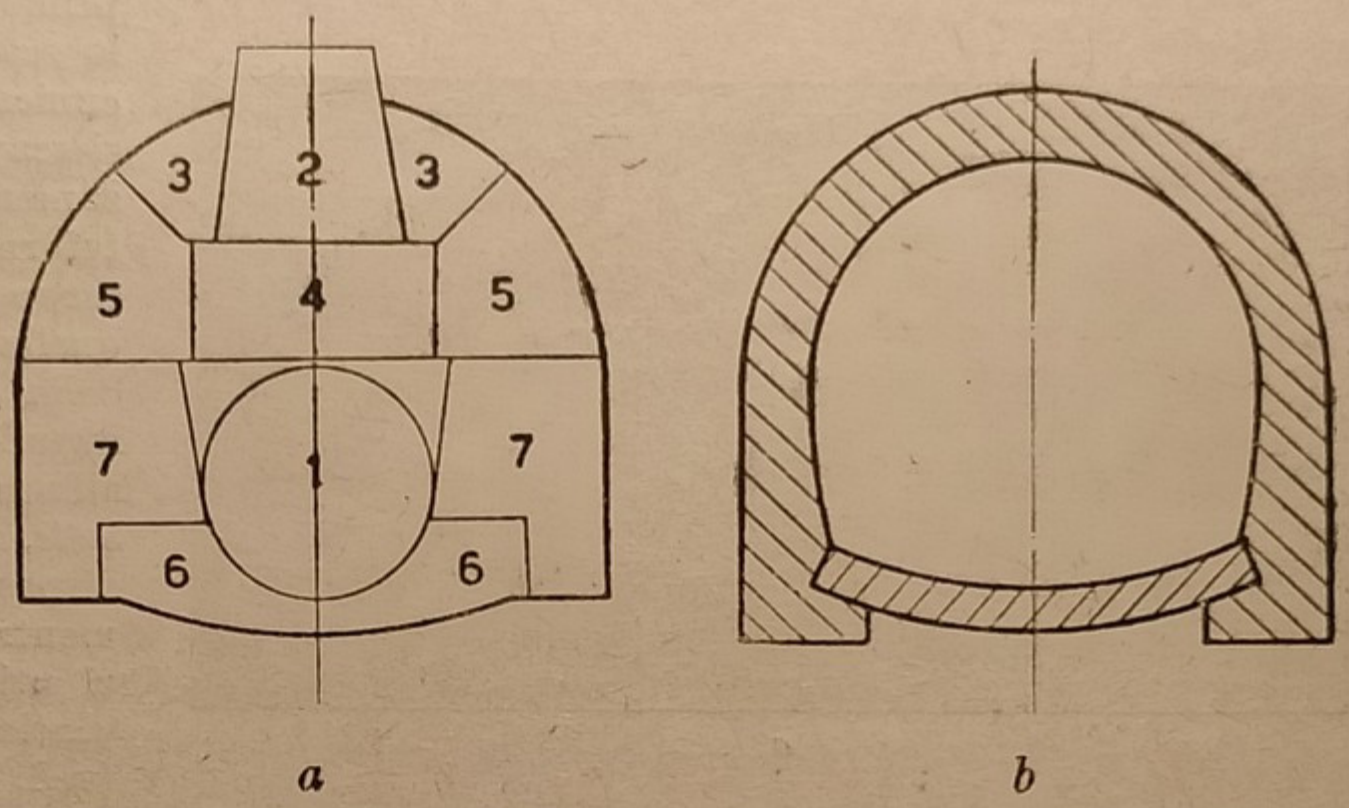


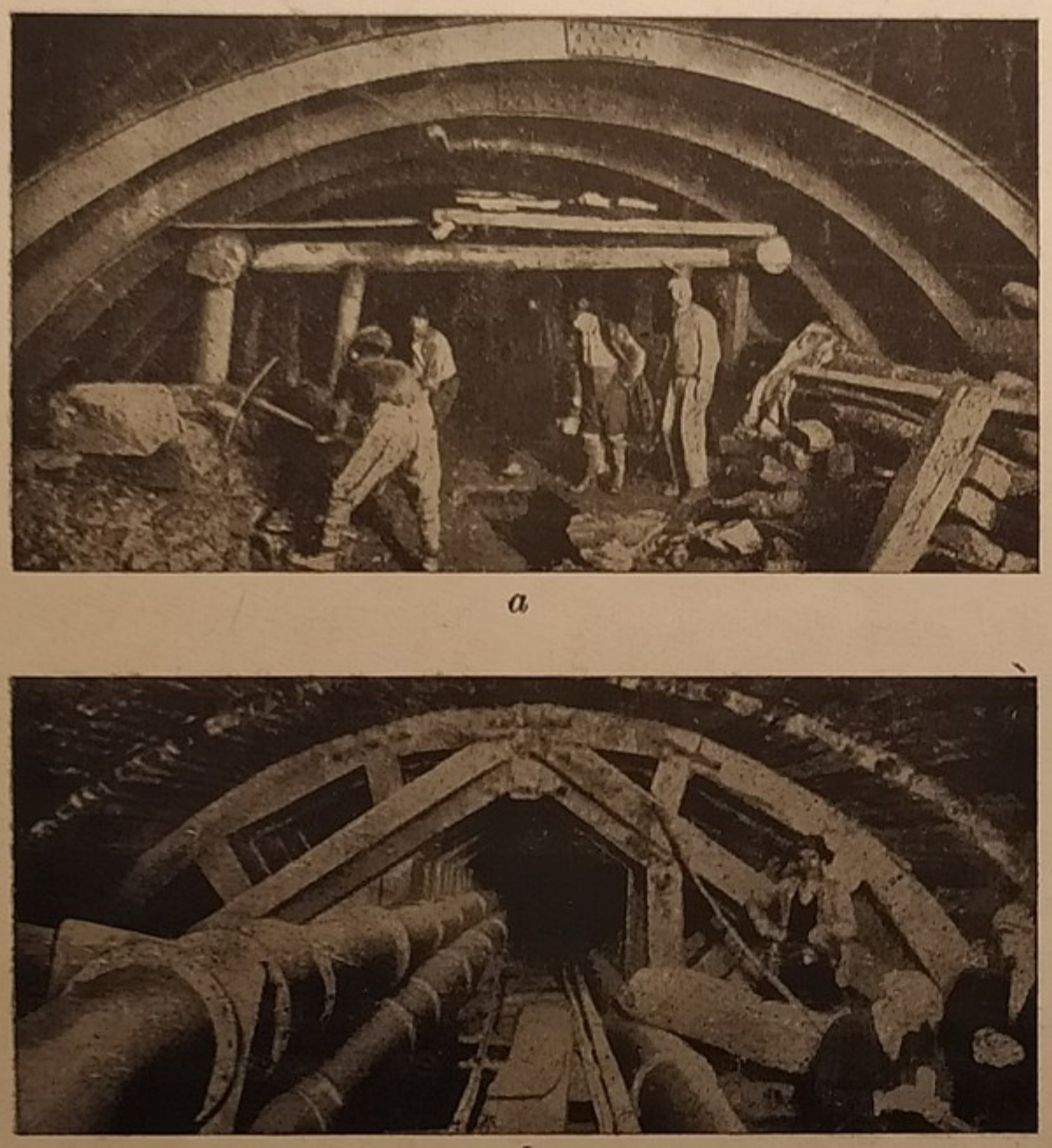
Fig. 148. — *a*) Diagramma di lavoro seguito per la galleria Bologna-Firenze; *b*) Forma della sezione della galleria Bologna-Firenze.

Nel metodo *italiano* o in *cunetta* il cunicolo di avanzata è nella parte inferiore (vedi fig. 145 *c*). L'escavazione si divide in due periodi principali, di cui il primo comprende lo scavo ed il rivestimento in cunetta ed il secondo comprende lo scavo ed il rivestimento in calotta.

Scavato il cunicolo di base (1), si arma fortemente con quadri e longarine; quindi si procede a scavare le porzioni laterali (2), (2), corrispondenti ai piedritti, armandole con longarine e puntelli. Si scaverà poi la zona (3), per dar luogo all'arco rovescio e alle basi dei piedritti, procedendo a ritroso dalla fronte d'attacco verso l'anello precedentemente rivestito e sostenendo il cielo dell'avanzata con robuste armature a saettoni. Si eseguirà la muratura dell'arco rovescio e della parte inferiore dei piedritti del tratto di cunetta scavato ed armato, riempiendo di pietrame a secco lo spazio compreso tra le facce dei piedritti ed i quadri del cunicolo, onde contrastare la spinta del terreno. Dopo si passa a scavare la calotta secondo il cunicolo superiore (4) e la zona (5) sino al piano di posa delle centine. Si armerà la parte scavata come nel metodo belga, cioè con longarine sostenute da ventagli, e quindi si scaveranno le zone (6), (6), sino a scoprire le murature dei piedritti. Si prolungheranno i piedritti verso l'alto, si

costruirà il volto e in ultimo si demolirà la zona intermedia. Infine si rimuoverà il tetto dell'avanzata e il riempimento di pietrame.

Esempio. — Il sistema belga misto, e cioè della doppia avanzata, è stato adottato anche per la grande galleria dell'appennino della direttissima Bologna-Firenze. Ad eccezione di un primo tratto all'imbocco sud, ove lo scavo fu iniziato eseguendo un cunicolo al piano della calotta, si scavarono due cunicoli di avanzamento, l'uno al piano della piattaforma e l'altro con la fronte di scavo alquanto più arretrata di quella precedente, alla sommità della calotta (vedi fig. 148 *a*). Per il cunicolo d'avanzamento si ricorse all'armatura in legno del tipo *a botte*, formata cioè da tanti cunei disposti come i cunei di una volta; mentre per l'armatura della calotta si utilizzarono delle robustissime centine in legno ed anche in ferro (vedi figg. 149 *a*, *b*).



a

b

Fig. 149.

Volendo fare un confronto fra i diversi metodi di attacco parziali della sezione di una galleria sopra descritti, possiamo dire che il metodo belga, eventualmente modificato, risulta economico se è utilizzato in terreni non troppo spingenti. Il metodo austriaco, invece, risulta economico per i terreni piuttosto spingenti, mentre nei terreni fortemente spingenti si può ricorrere con profitto al metodo italiano o in cunetta.

TRASPORTO DEL MATERIALE SCAVATO. — Il servizio dei trasporti del materiale scavato, dall'interno all'esterno della galleria, e dei materiali occorrenti per le armature e per il rivestimento, dall'esterno all'interno della galleria, si effettua generalmente con speciali vagoncini che si adattano alle esigenze della lavorazione nei vari settori del cantiere. Essi scorrono su binari a scartamento ridotto e possono essere mossi tanto a mano, quanto dai cavalli e meccanicamente. Per il disbrigo dei servizi nelle zone difficili e lontane, la trazione si

effettua preferibilmente a mano, mentre, nel caso di percorsi più o meno lunghi, si possono utilizzare le piccole locomotive elettriche o ad aria compressa, oppure i cavalli. Nel caso che si rendano utili le piccole locomotive, si cercherà di escludere, possibilmente, quelle a vapore che peggiorerebbero le condizioni igieniche della galleria.

VENTILAZIONE ED ILLUMINAZIONE DEL CANTIERE DI LAVORO. — Se la ventilazione della galleria non si effettua naturalmente ed in modo sufficiente, si dovrà ricorrere ad una ventilazione forzata a mezzo di speciali impianti che verranno costruiti nel cantiere all'esterno. L'aria contenuta in una galleria in costruzione è soggetta ad inquinarsi soprattutto per il continuo soggiorno degli operai, degli animali da tiro, per i gas provenienti dall'esplosione di mine, ecc. Inoltre l'aria stessa possiede talvolta una elevata temperatura e una grande umidità.

Vi sono svariati mezzi per provvedere alla ventilazione di una galleria in costruzione: per esempio il sistema di separare orizzontalmente la sezione della galleria in due parti mediante un tavolato o una volterrana provvisoria, ponendo la parte inferiore in comunicazione con un camino naturale od artificiale alla bocca del quale si creerà un'aspirazione dell'aria per azione termica (*focolare*) o per azione meccanica (*ventilatore*); oppure il sistema d'inviare nei cantieri di lavoro, a mezzo di una tubazione di grande diametro, dell'aria compressa a bassa pressione, soffiatavi a mezzo di ventilatori centrifughi o di macchine soffianti a cilindri; oppure immettendo in galleria, per mezzo di un cunicolo scavato a lato di essa, o inferiormente, l'aria soffiatavi con ventilatori centrifughi.

Per le gallerie non eccessivamente lunghe sarà opportuno provvedere ad un ricambio minimo di aria fresca in ragione di m^3 2,5 al minuto secondo e per ogni avanzata, disponendo per tutto il servizio di ventilazione in tutti i cantieri di una potenza di 60 ÷ 70 HP per chilometro di galleria. Invece nelle grandi e lunghe gallerie occorrerà immettere notevoli volumi d'aria fresca, ricordando che una buona ventilazione non è soltanto di sollievo agli operai che lavorano in presenza di forte umidità, di gas deleteri, ecc., ma che essa costituisce pure un tornaconto per conseguire un rendimento maggiore di lavoro.

CENNO SULLA VENTILAZIONE DELLE GALLERIE IN ESERCIZIO. — Oltre alla ventilazione delle gallerie in costruzione, si dovrà provvedere a quella delle gallerie in esercizio, affinchè i passeggeri, e ancor più il personale di servizio, possano porsi al riparo dall'azione dei gas deleteri e caldi sviluppantisi dai focolai delle locomotive. Anche utilizzando la trazione elettrica, nelle gallerie in esercizio si presenta sempre il bisogno di effettuare la ventilazione artificiale per

eliminare la soverchia umidità e la presenza di gas nocivi e per attenuare il sensibile calore che si forma nelle gallerie stesse. In una galleria lunga aperta soltanto agli estremi, la ventilazione naturale, in generale, non può riuscire sufficiente e costante, per cui si dovrà provvedere durante la costruzione a mettere la galleria stessa in comunicazione con l'esterno a mezzo di pozzi. Se l'asse di un pozzo risulta verticale, la comunicazione fra il pozzo e la galleria sarà ottenuta a mezzo di cunicoli orizzontali con gli assi normali a quello della galleria; mentre se l'asse del pozzo risulta inclinato, la comunicazione fra pozzo e galleria risulterà diretta.

Generalmente la sezione dei pozzi di ventilazione è circolare con diametro di ~ m. 1. I pozzi stessi vengono chiusi all'esterno con opportune torrette munite di ampie aperture.

Ovvia è la necessità del servizio di illuminazione al quale si può provvedere in modo diverso. In ogni caso si terrà sempre presente che durante la costruzione della galleria si dovranno utilizzare delle speciali *lampade di sicurezza per minatori* al fine di evitare il pericolo di esplosioni di certi gas che scaturiscono dalla roccia.

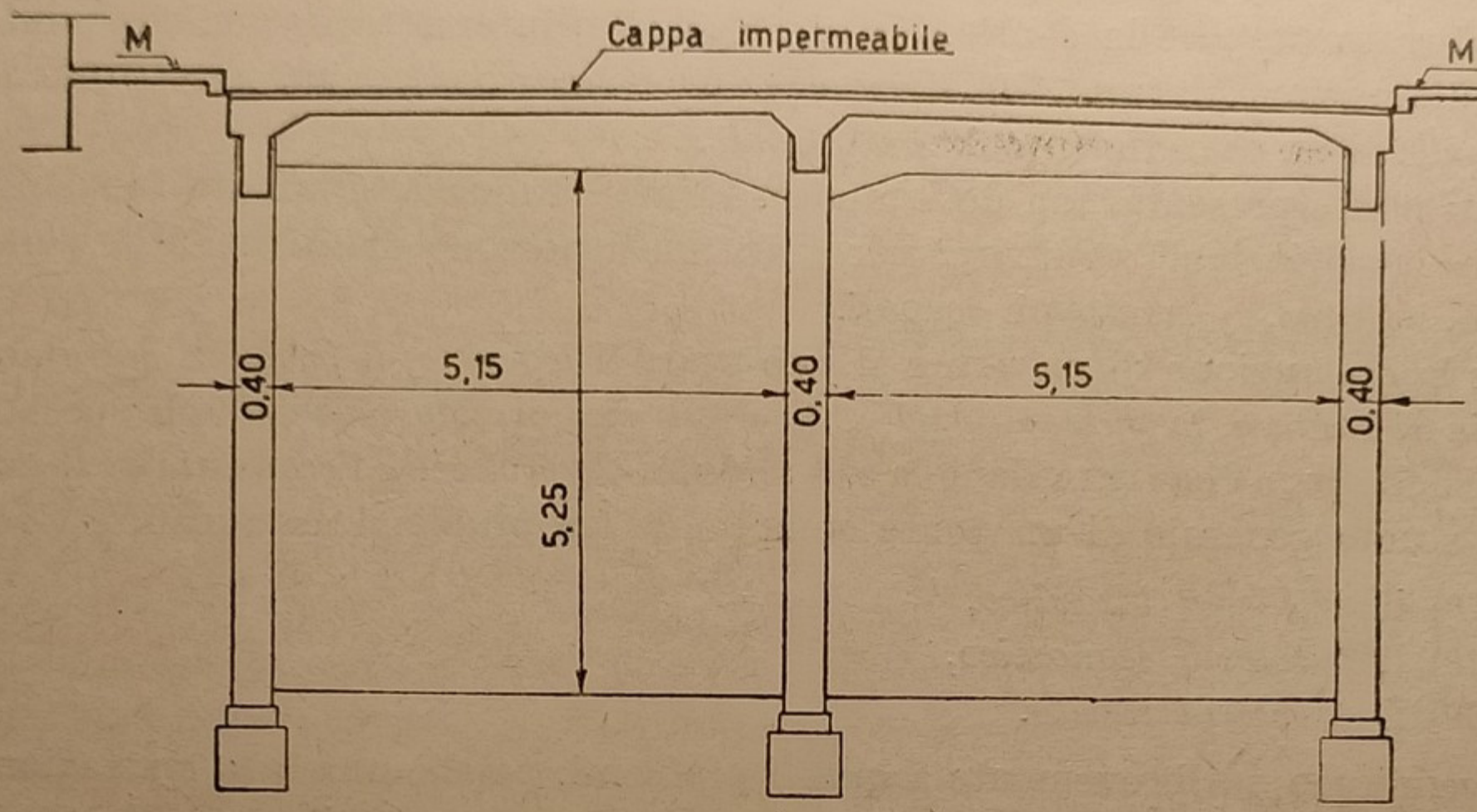
Eduzione delle acque sotterranee. — Affinchè le acque sotterranee non ingombrino i cantieri di lavoro, se la galleria ha piccola lunghezza e pendenza unica, si cercherà di attaccarla dall'imbocco più basso. Se la galleria invece presenta una certa lunghezza e deve attaccarsi da entrambe le parti per ragioni di economia di tempo e di spesa, allora le si assegnerà la doppia pendenza. L'acqua si farà scorrere liberamente entro un apposito canaletto ricavato in mezzo alla soglia del cunicolo di avanzata. Se questo cunicolo non si trova nella parte più bassa della sezione di scavo, si raccorderà via via e in modo opportuno al cunicolo inferiore da scavarsi in quei cantieri di allargamento che si creano dopo la costruzione della calotta e la successiva avanzata.

Nelle gallerie attaccate per pozzi o finestre e pure per lo scavo di questi pozzi, l'esaurimento delle acque si farà con opportuni mezzi meccanici la cui scelta dipende dal volume d'acqua da smaltire e dall'altezza a cui questa deve essere sollevata.

Cenno sulle gallerie sotto-urbane. — Nelle principali città di ogni nazione si costruiscono le gallerie sotto gli abitati, per migliorare le condizioni di accesso e di esercizio delle ferrovie ordinarie attraversanti i centri cittadini, e per stabilire delle reti sussidiarie di tramvie oltre quelle impiantate sulle vie dell'abitato.

Le gallerie sotto-urbane possono assumere delle forme e delle dimensioni svariate, essendo destinate a disimpegnare servizi locali diversi e dovendosi

adattare a determinate esigenze. In generale, si utilizzano tre tipi diversi di gallerie sotto-urbane, e cioè: le *gallerie a sezione tubolare e rivestimento*, in generale, *metallico*, aventi un diametro di m. 3,50 ÷ 5; le *gallerie a copertura metallica* collocate su *piedritti in metallo o in muratura* (che oggidì non si utilizzano molto,



M = Marciapiede portato di sbalzo dal fabbricato prossimo alla galleria

Fig. 150

come un tempo, per economia di ferro); le *gallerie in muratura*, costruite con quelle norme derivate dalle gallerie in uso per le strade ordinarie o per le strade ferrate.

Le gallerie sottostanti a vie strette ed a traffico intenso presentano la copertura in muratura ordinaria od in cemento armato.

Esempio. — Fra le recenti costruzioni di gallerie sotto-urbane in cemento armato possiamo citare quella in Torino della nuova via Roma. La copertura di questa galleria è costituita da un solettone in cemento armato formato da grandi lastre nervate appoggiantisi a tre ordini di pilastri (vedi fig. 150), posti in corrispondenza dell'asse della via e dei bordi del marciapiede. Il solettone costituisce il supporto della pavimentazione stradale e risulta completamente isolato dai marciapiedi, i quali ultimi sono portati di sbalzo dai fabbricati fronteggianti la via. Il solettone è protetto da una cappa impermeabile costituita da strati di asfalto naturale, feltro e juta bitumati. Per evitare le screpolature dovute alle dilatazioni e contrazioni termiche e di ritiro, il solettone è diviso in tratti di una certa lunghezza ed ha appoggi pendolari, poichè tutti i pilastri, tranne il gruppo centrale di due file per ogni tratto, sono oscillanti con cerniere al piede ed in sommità. I pilastri centrali hanno le fondazioni che si spingono sino al piano dei canali di fognatura che lungo questa via sono stati costruiti in galleria a ~ m. 14 sotto il piano stradale. Il carico uniformemente distribuito, compreso il peso della pavimentazione stradale, è stato assunto in ragione di Kg. 1200/m².

4. - PONTI STRADALI E FERROVIARI

Generalità. — Quando si deve mantenere la continuità di una strada ordinaria o ferrata (oppure la continuità di un canale) interrotta in qualche punto da una depressione naturale del terreno o da un corso d'acqua, necessiterà la costruzione di un manufatto chiamato *ponte.*

Ogni ponte presenta una determinata forma ed una determinata funzionalità delle sue principali strutture; per cui i ponti possono distinguersi in ponti *a travata*, *ad arco*, *a mensola* e *sospesi.*

Per la costruzione di un ponte si può usare il *legname*, il *ferro*, la *muratura ordinaria di mattoni*, la *pietra da taglio*, il *calcestruzzo armato*, a seconda le speciali esigenze dell'opera che riguardano la sua *solidità*, *durevolezza* e l'*economia di spesa.*

Lo studio generale di un ponte comprende tre problemi essenziali, e cioè:

1°) il *problema idraulico*,
2°) il *problema economico*,
3°) il *problema statico.*

Accenniamo qui brevemente a questi problemi, poichè una loro trattazione completa ed esauriente fa parte di una scienza a sè, nota sotto il nome di « *teoria dei ponti* ».

1°) PROBLEMA IDRAULICO. — Il problema idraulico di un ponte riguarda anzitutto la conoscenza della natura e del regime del corso d'acqua da attraversare.

Le fondamentali norme da tenersi presenti sono:

a) Il ponte da progettarsi non deve modificare sensibilmente il regime delle acque del fiume o torrente, affinchè a monte del manufatto non si generino ostacoli che si riflettono sempre dannosamente sulla stabilità del ponte stesso.

b) Il ponte dovrà ubicarsi preferibilmente in qualche tratto rettilineo oppure in un'ampia curvatura del corso d'acqua. In quest'ultimo caso dovranno tenersi presenti alcuni accorgimenti costruttivi, per esempio quello di non far sporgere la spalla del ponte dalla riva concava del fiume, onde evitare la formazione di gorghi e di rigurgiti della corrente che in questi tratti dell'alveo in curva presenta sempre la massima velocità.

c) Se il corso d'acqua ha carattere torrentizio, il ponte dovrà ubicarsi in un suo tratto più incassato, perchè qui il letto del corso d'acqua si presenta più stabile. Se si tratta di un torrente non incassato, sarà preferibile costruire il ponte sul cono di deiezione, studiando però di dirigere le acque sotto il manu-

fatto con opportune opere supplementari da costruirsi dalla parte a monte del manufatto stesso.

d) Si dovrà evitare la costruzione del ponte presso la confluenza di due corsi d'acqua, poichè in caso di piena di uno di questi si verificherebbe un risalire della corrente nell'altro corso in magra a monte della confluenza, con conseguente formazione di vortici e di rigurgiti, che, oltre tutto, si rifletterebbero dannosamente sulla fondazione del manufatto.

e) È preferibile che il ponte abbia una sola luce, affinchè i suoi sostegni siano sottratti all'urto delle piene violente ed improvvise.

2°) Problema economico. — Anzitutto si dovranno determinare la *luce libera* del ponte, la *quota del pelo libero* del corso d'acqua ed il *numero delle luci elementari* in cui conviene dividere la luce totale del ponte.

L'ampiezza della luce libera è funzione della portata massima del corso d'acqua. In generale, per i corsi d'acqua importanti, si conoscono i dati statistici relativi alle quote delle massime piene nelle varie sezioni, la velocità media delle acque di piena e perciò la portata Q dei corsi d'acqua in piena. Per i corsi d'acqua minori la portata Q si potrà ricavare indirettamente da certe formule empiriche in cui intervengono elementi facilmente misurabili, come ad esempio l'altezza, in metri, della massima pioggia caduta in un giorno nel bacino, la lunghezza del corso d'acqua, espressa in chilometri, compresa fra la sorgente e la sezione a monte del nuovo ponte, ecc. Oppure operando direttamente per calcolare la portata Q di piena nel caso che si disponga di un sufficiente numero di stazioni idrometriche situate a monte del ponte da costruire.

Si determina poi l'area libera del ponte, fissando la *massima velocità* ammissibile per l'acqua ed il *coefficiente di contrazione della vena liquida* che dipende dalle dimensioni delle pile e principalmente dalla forma dei *rostri*, cioè delle parti terminali di queste, che possono essere a punta o semicircolari. Se con A indichiamo l'area della luce libera del ponte, con V la velocità massima dell'acqua nella sezione A (al massimo si assume $V =$ m. 0,30/1″ nei terreni sabbiosi, $V =$ m. 0,60/1′ nei terreni ghiaiosi, $V =$ m. 1,50/1″ nei ciottoli agglomerati, $V =$ m. 3/1″ nelle rocce compatte, ecc.) e con μ il coefficiente di contrazione della vena liquida (per pile senza rostri, cioè a sezione rettangolare, si assume $\mu = \sim 0{,}80$, con rostri acuti $\mu = 0{,}95$ e con rostri semicircolari $\mu = 0{,}90$), si ha la portata Q nella sezione A, che è espressa da:

$$Q = \mu \cdot A \cdot V .$$

Quando siano noti Q, μ e V potremo ricavare A:

$$A = \frac{Q}{\mu \cdot V}.$$

Conosciuta l'area A della luce libera del ponte, si determinerà l'altezza y del *rigurgito* o sopraelevazione del pelo d'acqua a monte del ponte. Per ponti bene studiati il valore massimo di y non dovrebbe superare i cm. 20.

Praticamente si può fissare la luce libera l di un ponte ricorrendo alle seguenti formule di Sejourné, nelle quali A rappresenta l'*area del bacino imbrifero in* Km^2:

per A compreso fra $ha\ 4 \div 400$ (cioè
per A inferiore a $Km^2\ 4$) si assume: $l = 0{,}6 + 1{,}6\sqrt{A}$;
per A maggiore di $ha\ 400 = Km^2\ 4$ si assume: $l = 1{,}7\sqrt{A}$.

Per il problema di ripartire l'intera luce l in tante luci elementari, si tenga presente che: *il numero più economico delle luci elementari è quello per il quale il costo di una pila risulta eguale al costo di una delle campate di ponte sopportata dalla pila stessa.*

La più sicura soluzione però scaturisce sempre dal confronto dei diversi tipi possibili.

Quando siasi determinata l'ampiezza delle singole luci, si potrà fissare il *tipo di ponte.*

Premettiamo che il legname è oggidì quasi esclusivamente impiegato nei ponti di carattere provvisorio o per strade di montagna dove si mira a raggiungere un'economia di spesa di primo impianto. Perciò per i ponti permanenti la scelta del materiale può farsi fra la muratura ordinaria di mattoni o di pietrame ed il calcestruzzo armato od il ferro.

In via di massima, per ponti ad una sola portata *sino a circa m. 100* si potrà adottare il *tipo ad arco*, utilizzando nelle luci piccole la muratura di mattoni o la pietra da taglio e nelle luci grandi il calcestruzzo armato. Se la portata da superare con una sola campata *supera i m. 100* oppure se la distanza fra il pelo di massima piena del corso d'acqua ed il piano stradale non è sufficiente a contenere un'arcata con ribassamento *almeno di 1/12*, sarà giocoforza ricorrere all'impiego delle strutture metalliche a travate o a quelle sospese. Per ponti a più luci, se queste non superano i *m. 15*, anzichè adoperare il ferro si potrà ricorrere al calcestruzzo armato, mentre se ciascuna luce supera i *m. 50* occorrerà utilizzare le travate in ferro.

Le strutture in ferro presentano il vantaggio di potersi prontamente collocare in opera. Esse però esigono un'accurata sorveglianza e richiedono forti spese di manutenzione.

I ponti in cemento armato si possono costruire a travata o ad arco a seconda delle esigenze altimetriche minime che debbono fissarsi fra il pelo di massima

piena del corso d'acqua (o del piano stradale sottostante al ponte) e il piano stradale del ponte. Il sistema ad arco in cemento armato è solido, leggero e di facile costruzione; però esso esige la presenza di un buon terreno di fondazione.

In rari casi e specialmente quando la luce da superarsi risulti assai grande, può convenire il tipo di ponte sospeso.

3°) Problema statico. — Premettiamo che ogni ponte consta di due parti essenziali e cioè: la *soprastruttura* che comprende il *piano stradale* e gli *elementi di sostegno* di questo, e la *sottostruttura* formata dalle *spalle* o *piedritti* e dalle *fondazioni* di questi.

Il problema statico di un ponte riguarda anzitutto la sicurezza assoluta della fondazione dei suoi piedritti, che non debbono essere soggetti ad alcun cedimento, e la capacità del terreno a sostenere il carico complessivo del manufatto ed il carico accidentale che grava sovr'esso.

Infine esso riguarda la stabilità dei principali elementi di sostegno del ponte.

Ponti in legno.

Soprastruttura. — Per portate fra i m. 3 ÷ 5 si utilizzano le travi maestre della sezione di cm. 24 × 30 ÷ 30 × 35, poste ad un interasse di m. 1 ÷ 1,50 (vedi fig. 151), appoggiate agli architravi dei piedritti pure in legno, chiamati *palate*, o a spalle in muratura ordinaria. Le teste contigue di due travi poggianti sulla stessa palata si collegano ad intaglio, oppure si può sfalsare l'appoggio di una trave. Per forti carichi o per portate grandi le travi maestre si fanno appoggiare su travi a guisa di mensole (*cuscini*) sporgenti dalle palate (vedi fig. 152).

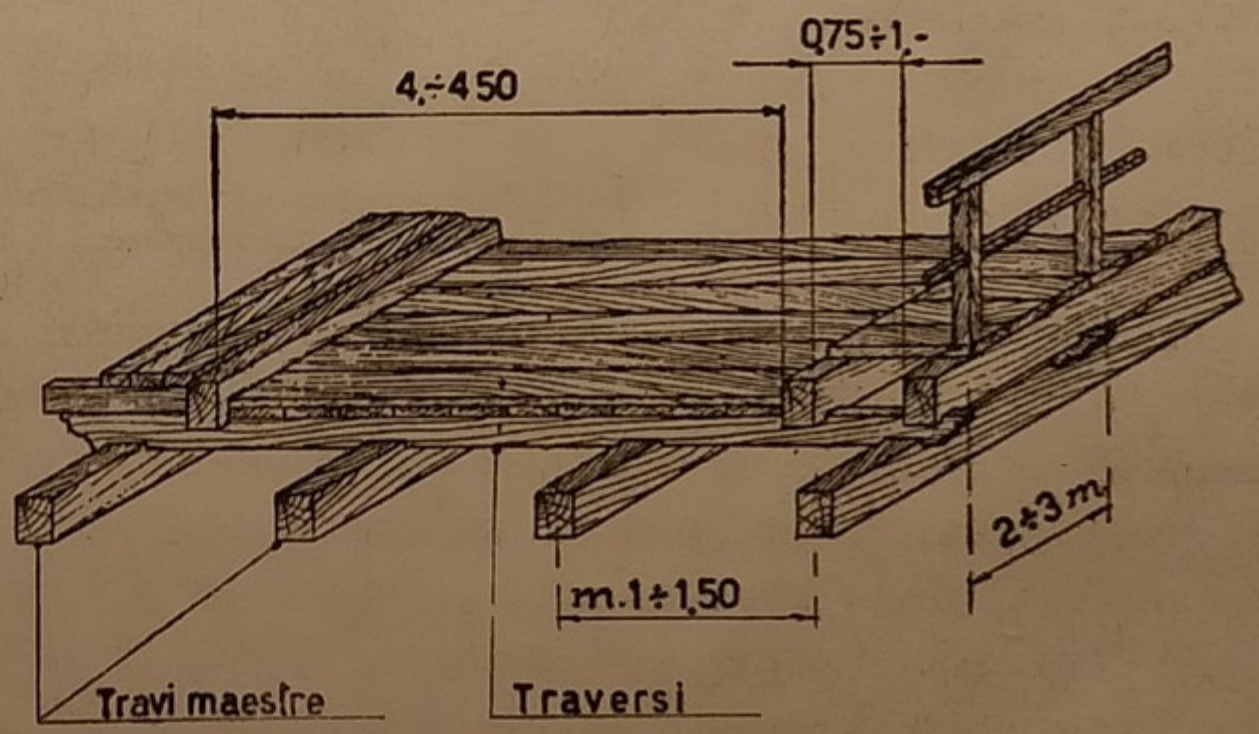


Fig. 151. — Assonometria di un ponticello in legno per strada ordinaria.

Per luci di m. 5 ÷ 7 si possono utilizzare le travi sovrapposte collegate con biette e bulloni (vedi fig. 30-*f*, vol. I) onde avere una maggiore sezione. Però questo sistema di sovrapporre le travi è poco economico, giacchè gran parte del materiale vicino all'asse neutro rimane quasi inattivo sotto l'azione delle forze esterne.

Le essenze che si adoperano per la costruzione dei ponti in legno sono: il *pino pece* o *pino d'America*, il *pino comune*, il *larice* e la *rovere*. La rovere è preferita per la maggiore resistenza e durata, ma è costosa e perciò si adopera per le opere di una certa importanza. Il legname dev'essere asciutto e stagionato all'aria libera.

Nel progettare le sezioni delle travi di sostegno di un ponte in legno in base al massimo carico totale che grava sulle travi stesse, si utilizzeranno le note equazioni di stabilità alla flessione ed al taglio, ed infine si avrà cura di scegliere

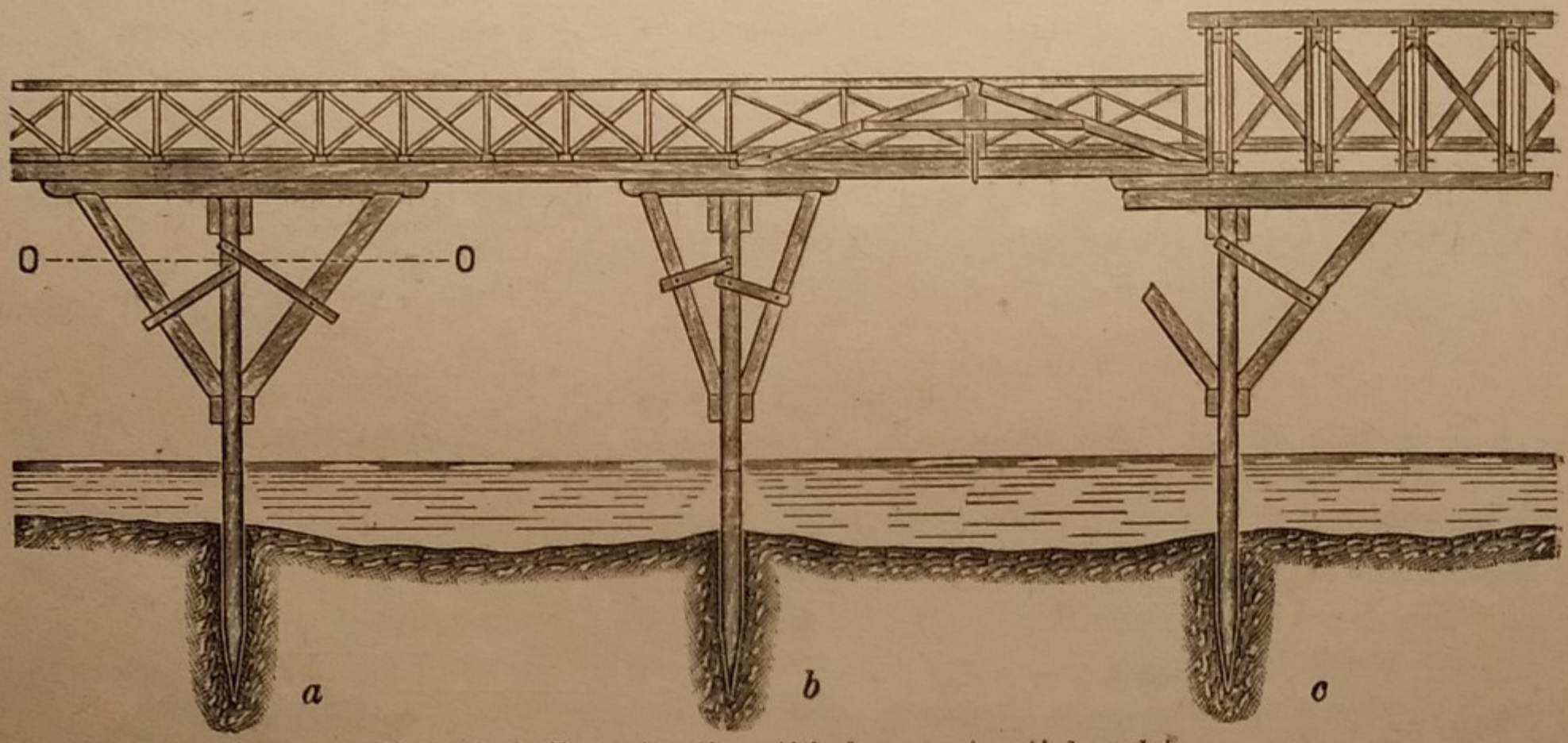


Fig. 152. — Prospetto di ponti in legno sostenuti da *palate*.
a, tipo di ponte semplice; *b*, id. con incavallature; *c*, id. con travi composte.

i pezzi con le dimensioni commerciali più prossime ma sempre superiori a quelle calcolate. La larghezza del piano stradale si terrà almeno di m. 4 ÷ 4,50 per consentire lo scambio di due carri. Al disopra delle travi maestre si porranno i *traversi* di grossa squadratura, posti ad un interasse di m. 2 ÷ 3 (vedi fig. 151), che in corrispondenza degli appoggi presenteranno un intaglio onde accrescere la solidità della connessione colle travi maestre. Fra due traversi s'intercaleranno altri traversi, appoggiati semplicemente sulle sottostanti travi maestre e posti ad un interasse di m. 0,50 ÷ 1. Sui traversi si disporranno degli assoni nel senso della luce del ponte, con la sezione trasversale di cm. $25 \times 5 \div 25 \times 10$, fra i quali si lascierà un intervallo di qualche centimetro. Quindi si porrà un secondo strato di assi, nel senso della larghezza del ponte, dello spessore di cm. 2,5 ÷ 5, possibilmente di legno di pioppo che offre più attrito al transito. È opportuno che i traversi presentino un po' di monta nel mezzo e secondo il profilo trasversale della strada.

Se vi sono i marciapiedi, questi si terranno un po' rialzati rispetto al piano stradale e saranno ottenuti con un'armatura di travi longitudinali o trasversali

e con una semplice serie di assi. La larghezza ordinaria dei marciapiedi sarà di m. 0,75 ÷ 1. Se il ponte dovrà sostenere la massicciata, sulla prima serie di assoni si dovrà stendere uno strato di catrame o di cartoni catramati. La massicciata avrà un'altezza di cm. 15 ÷ 20.

Per i *ponti ferroviari in legno* occorreranno in più i due *longoni in legno* posti al disotto delle rotaie e gli assiti di copertura. Però si preferisce appoggiare le rotaie su traversine equidistanti di m. 0,80 ÷ 1, come nell'armamento ordinario della linea. Le traversine possono appoggiare direttamente sulle travi maestre, se queste sono vicine, o su due longoni appoggiati ai traversi se le travi maestre risultano piuttosto distanti.

La struttura dei ponti in legno si completa con *parapetti* pure in legno costituiti da colonnini collegati alle teste dei traversoni e talvolta rinforzati con sbadacchiature interne ed esterne. Il parapetto si munirà di *spalliere* o fodere, di *corrimano* in alto e di *paraghiaia* in basso. L'altezza ordinaria del parapetto è di circa m. 1 ed il suo peso medio a metro lineare è di ~ Kg. 80. Il *peso proprio* p a metro lineare dei ponti in legno per *strada ordinaria* e per *ferrovia*, si potrà preventivare in funzione della luce libera l in metri del ponte, come segue:

Strada ordinaria:

$p = 300 + 8{,}5\,l$ per ponti in legno *senza massicciata*,
$p = 900 + 25\,l$ » » » *con massicciata*;

Strada ferrata:

$p = 575 + 50\,l$ per ponti *provvisori*,
$p = 625 + 62{,}5\,l$ » » *stabili*.

Il *carico accidentale* per i ponti in legno di strade ordinarie sarà rappresentato da quello di una folla compatta di persone in ragione di Kg. 300 ÷ 400/m², oppure dai più pesanti veicoli ammessi al transito sul ponte. Per i ponti ferroviari il carico accidentale è stabilito dal regolamento 6 maggio 1916 e dalla circolare del Ministero delle Comunicazioni in data 30/6/1925.

Sottostruttura. — La sottostruttura dei ponti in legno può comprendere le pile in legno o le spalle in muratura con le relative fondazioni. Le pile in legno si dividono in *palate* (vedi figg. 153, 154) e in *pile a torre*. Se la palata risulta formata di un solo ordine di pali si dirà *semplice*, ed essa si utilizza sino ad un'altezza massima di m. 7; se invece risulta formata da due o tre ordini di pali si dirà rispettivamente *doppia* o *tripla*, e queste si utilizzeranno sino ad un'altezza massima di m. 7 ÷ 20. Le palate presentano i pali estremi inclinati (*saettoni di sostegno* o di *contegno*) per resistere maggiormente all'azione delle forze orizzontali (vento, acque di piena) e per fornire alla palata una base d'appoggio più ampia della larghezza del ponte soprastante. Ogni pila in legno, di un ponte in legno non provvisorio, deve comprendere due parti che risultano

unite all'altezza del pelo di magra del corso d'acqua. Una di queste parti risulta immersa in acqua e costituisce l'elemento di fondazione permanente; l'altra

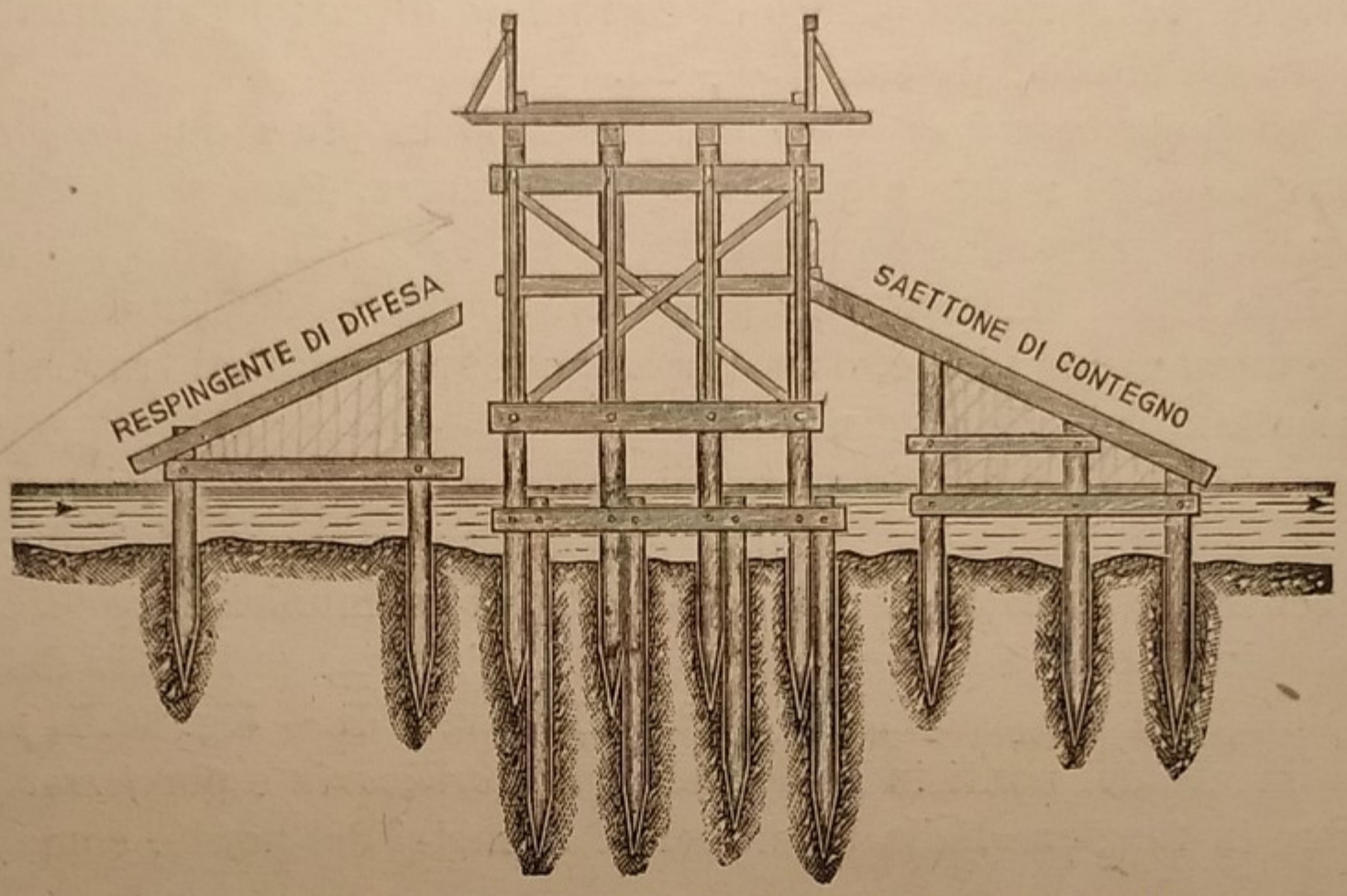


Fig. 153. — Sezione trasversale di un ponte in legno semplice.

parte invece risulta emersa dall'acqua e potrà, in caso di deterioramento, essere sostituita senza toccare la parte immersa nell'acqua.

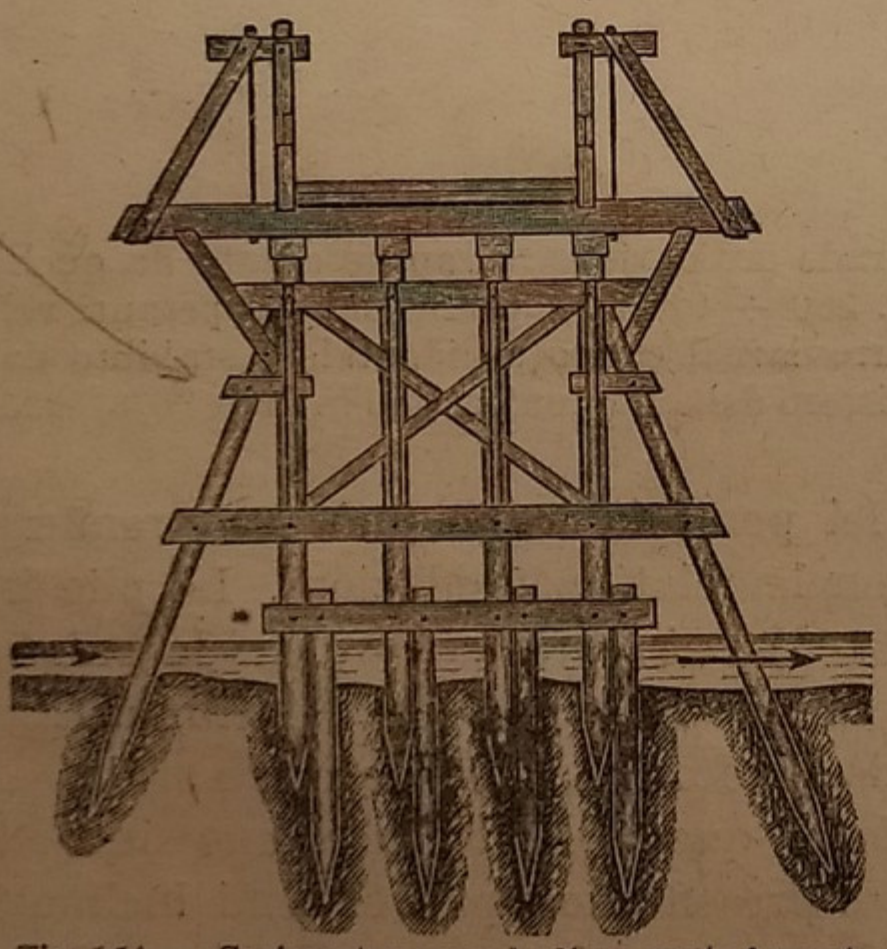


Fig. 154. — Sezione trasversale di un ponte formato con travi composte.

La pila in legno, nella parte a monte di questa, dev'essere munita di un *respingente di difesa* che può essere semplice o composto (vedi figg. 155, 156), formando *becchi* come nelle pile in muratura, la cui altezza sarà compresa fra il pelo di magra ed il pelo di piena. Ogni respingente di difesa sarà formato da un'ossatura di pali rivestita di assoni.

Le spalle in muratura dei ponti in generale e dei ponti in legno in particolare, vengono progettate grossolanamente facendo uso di una delle tante formule semiempiriche che si trovano raccolte nei manuali tecnici e che forniscono lo spessore della spalla in funzione di alcuni elementi, fra i quali comparisce sempre l'altezza della spalla stessa. Le spalle in muratura dei ponti in legno di piccola e di

media portata sono masse prismatiche verticali aventi sezione orizzontale capace di sopportare con tutta sicurezza il corrispondente carico della sovrastruttura e del carico accidentale sul ponte. La risultante di tutte le forze agenti sulla spalla, compreso il peso proprio di questa, deve passare sempre per il nocciolo centrale di inerzia della base d'appoggio della spalla, affinchè questa risulti tutta compressa.

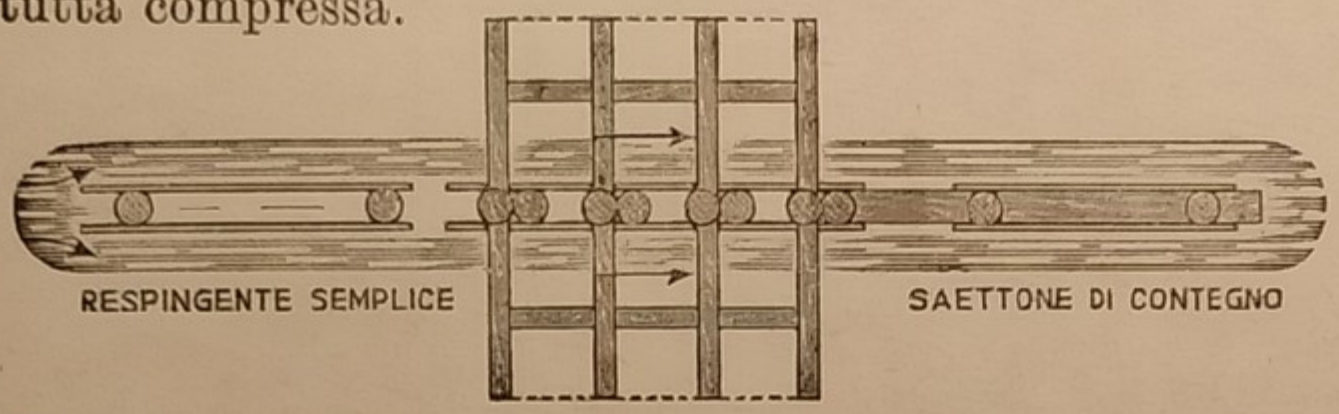


Fig. 155. — Sezione orizzontale di una pila di ponte in legno. (Sezione secondo 0 — 0 della fig. 151).

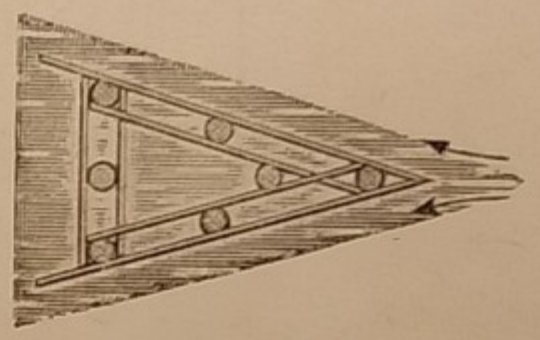


Fig. 156. — Pianta di un respingente composto.

Ponti in legno con incavallature. — Per portate sino a m. 10 ÷ 15 si utilizzano le *travi maestre armate*, cioè le travi semplici in legname rinforzate in determinati punti intermedi da altre travi, in legno od in ferro, chiamate *armature*.

Per ponti carrettieri, di portata massima di m. 8 ÷ 10, si può utilizzare il tipo di trave armata formata (vedi fig. 157 *a*) da una trave maestra rinforzata agli estremi da *sottotravi* che limitano la parte mediana della trave maestra a m. 4 ÷ 6, e da due *saettoni*, inclinati generalmente di 45°, che sostengono le due sottotravi mentre appoggiano con gli estremi inferiori su adatte mensole ricavate nelle spalle in muratura.

Per portate massime di m. 10 ÷ 15 la sottotrave si disporrà lungo la parte centrale più lunga della trave maestra per aumentare la resistenza di questa. La sottotrave, a sua volta, viene trattenuta agli estremi da due saettoni (vedi fig. 157 *b*).

Per portate massime di m. 15 ÷ 20 si utilizzeranno le travi maestre rinforzate da una sottotrave centrale e da due sottotravi estreme coi relativi saettoni (vedi fig. 157 *c*). Le suddette travi maestre rinforzate si pongono in opera ad un interasse di m. 1,50 ÷ 2,50. I saettoni di queste travi maestre, presentando una certa lunghezza, verranno riuniti alle travi maestre stesse mediante *staffe* o *razze*. Per conseguire poi un buon collegamento trasversale dell'insieme, le staffe si rilegheranno fra di loro con coppie di filagne orizzontali.

Per i ponti ferroviari si adottano le travi composte irrobustite da una conveniente armatura di sottotravi, saettoni e razze.

Principali tipi di travi armate. — I principali tipi di travi armate utilizzati nella pratica sono quelli riportati in fig. 158 *a* e fig. 159 *a*, *b*, *c*. La fig. 158 *a* rap-

presenta il tipo di trave armata da sottotrave e saettoni. La trave maestra di lunghezza l si può considerare come *trave continua* su quattro appoggi di livello. Ma questa considerazione ci porterebbe ad impostare dei calcoli che esorbiterebbero dal

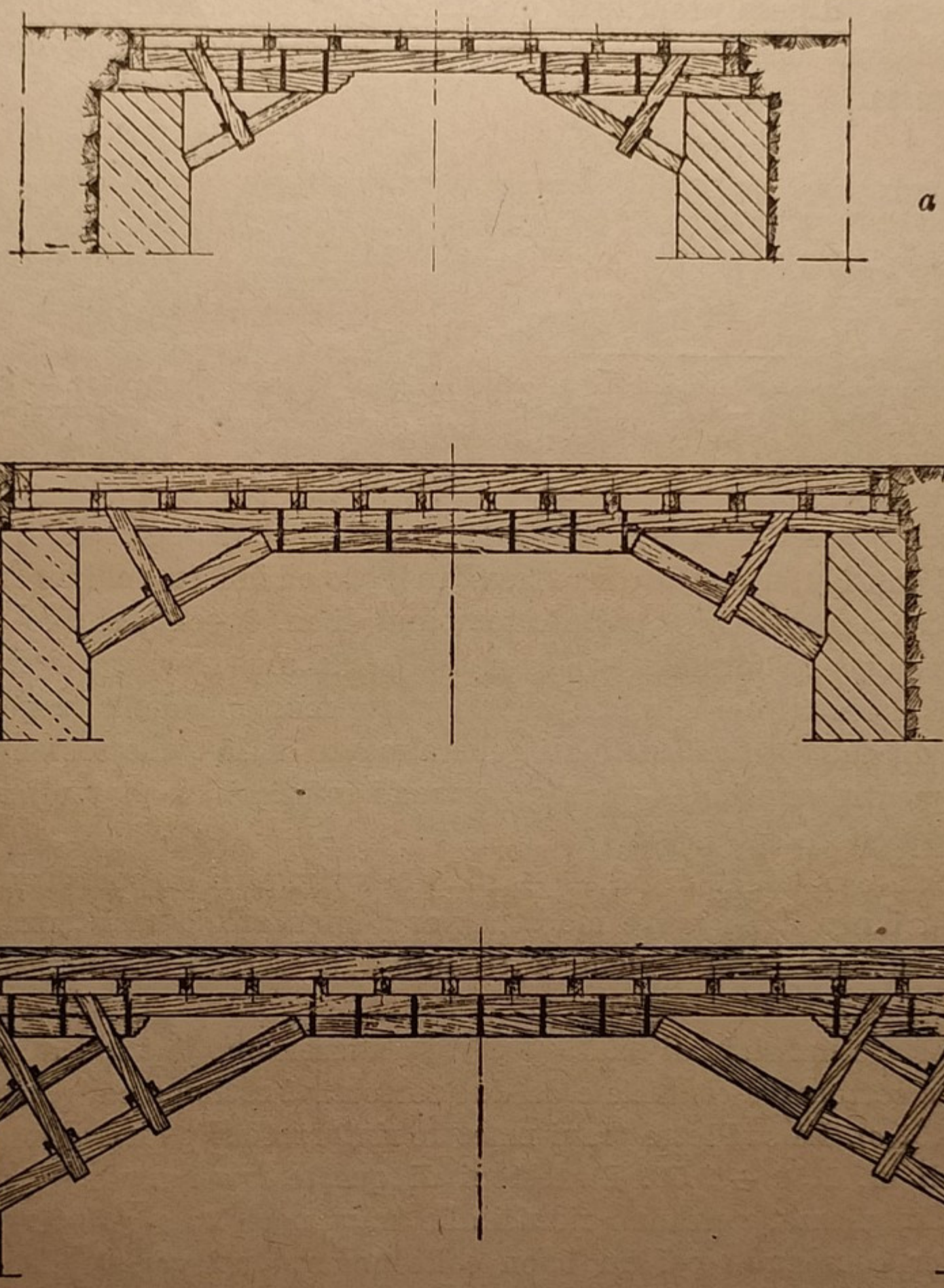


Fig. 157.

nostro corso elementare. Con procedimento approssimato, ma sempre sufficiente per le applicazioni pratiche, possiamo considerare la trave principale o maestra come formata di tre travi semplici, di lunghezze a, b, a, appoggiate agli estremi

Chiamando con P il carico totale uniformemente distribuito su tutta la trave principale di lunghezza l, sarà $\frac{P}{l} = p$ il carico uniformemente distribuito su ogni unità di lunghezza della trave stessa. Per quanto sappiamo (vedi vol. I, pag. 131) il momento flettente massimo (supponendo $b > a$) si verificherà nella sezione di mezzo della trave di lunghezza b ed esso sarà:

$$M = \frac{pb^2}{8} = \frac{Pb^2}{8l}.$$

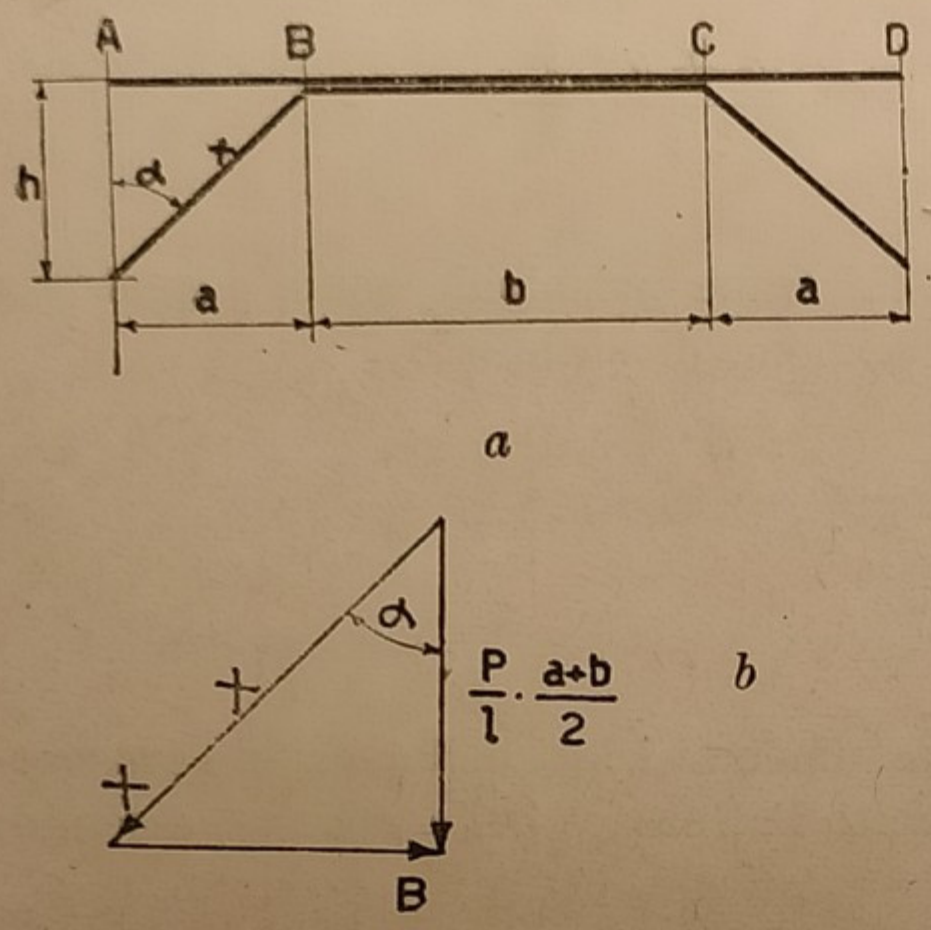


Fig. 158. — *a*, schema di trave armata da *sottotrave* e *saettoni*; *b*, *scomposizione della pressione sull'appoggio B* secondo le direzioni dell'asse della sottotrave e del saettone.

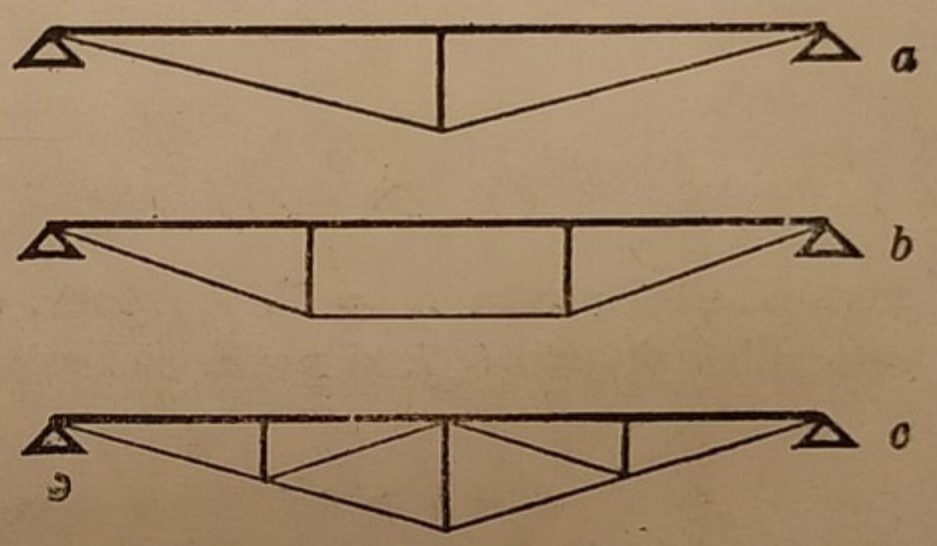


Fig. 159. — Schemi di travi armate da: *a*, *un contraffisso*; *b*, *due contraffissi*: *c*, *tre contraffissi*.

Per l'ipotesi fatta, gli appoggi B e C dovranno reagire ciascuno con la forza $\frac{P}{l} \cdot \frac{a+b}{2}$. Pertanto possiamo costruire graficamente le componenti di detta forza (pressione sull'appoggio, ad esempio B) secondo le direzioni dell'asse della sottotrave e del saettone (vedi fig. 158 *b*). Analiticamente si trova:

$B = \frac{P}{l} \frac{a+b}{2} \operatorname{tg} \alpha$ = sforzo di compressione nella sottotrave;

$X = \frac{P}{l} \frac{a+b}{2} / \cos \alpha =$ » » nel saettone.

Avvertiamo qui che mentre con lettere minuscole indichiamo le lunghezze degli elementi di travi costituenti la trave maestra, le corrispondenti lettere maiuscole stanno ad indicare gli sforzi interni di questi elementi stessi di travi.

Poichè risulta (vedi fig. 158 *a*):

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{a}{h} \quad ; \quad \cos \alpha = \frac{h}{x},$$

sostituendo nelle precedenti equazioni ricaviamo:

$$B = \frac{P}{l} \cdot \frac{a+b}{2} \cdot \frac{a}{h} = P \cdot \frac{a+b}{2\,l} \cdot \frac{a}{h};$$

$$X = \frac{P}{l} \frac{a+b}{2} \Big/ \frac{h}{x} = P \cdot \frac{a+b}{2\,l} \cdot \frac{x}{h}.$$

Calcoleremo la sezione trasversale della trave principale come soggetta a flessione semplice, applicando la nota equazione di stabilità:

$$\frac{\dfrac{M}{I}}{z} \leqslant K.$$

Ponendo in questa $K = 60$ Kg./cm^2, ed assumendo i lati della sezione trasversale nel rapporto 5/7, si potrà ricavare subito l'altezza h della sezione, essendo:

$$h > 0{,}519 \sqrt[3]{M} \quad \text{(vedi vol. I, pag. 177);}$$

quindi passèremo a calcolare la base b della sezione.

Alla sottotrave occorrerà assegnare la stessa larghezza b della trave principale e la sua sezione si farà quadrata. Così operando, la sezione della sottotrave risulterà più che sufficiente a resistere all'azione dello sforzo di compressione B.

Al saettone si assegnerà la stessa larghezza b della trave principale e come altezza si assegnerà il valore dato da b/sen α, essendo α l'angolo d'inclinazione dell'asse del saettone sulla verticale (si potrà assumere $\alpha = \sim 45°$). Anche le dimensioni così proposte per il saettone risulteranno più che sufficienti a resistere allo sforzo X di compressione. Occorrerà tenere presente che se il rapporto fra la lunghezza del saettone e la sua minore dimensione trasversale, supera $10 \div 12$, il saettone dovrà calcolarsi come solido caricato di punta.

La fig. 159 *a* rappresenta il tipo di trave armata da un *contraffisso* (o *colonnetta*), mentre la fig. 159 *b* rappresenta il tipo di trave armata da due contraffissi. Questi contraffissi forniscono altrettanti appoggi intermedi alla trave principale ed essi stessi sono sorretti da tiranti che vanno a collegarsi alle estremità della trave. I tiranti sono in ferro ed hanno la sezione circolare; i contraffissi sono in ghisa con sezione crociforme e le travi principali sono in legno

(vedi figg. 160 *a*, *b*). Ciascun tirante passa in una scanalatura praticata nella piastra inferiore del contraffisso e termina a ciascuna estremità, presso l'appoggio della trave armata, in una forchetta che è assicurata con bullone alla scatola in ghisa, che a sua volta riceve la testa della trave principale.

La calcolazione di dette travi armate da uno o più contraffissi, si fa considerandole come travi continue su tre o su più appoggi di livello, e soggette ad un carico uniformemente ripartito.

Ad esempio, per la trave armata da un contraffisso (vedi fig. 161 *a*) si dovranno ricordare le espressioni delle reazioni R_0, R_1, R_2 sugli appoggi della trave continua su tre appoggi di livello (vedi vol. I, pag. 150).

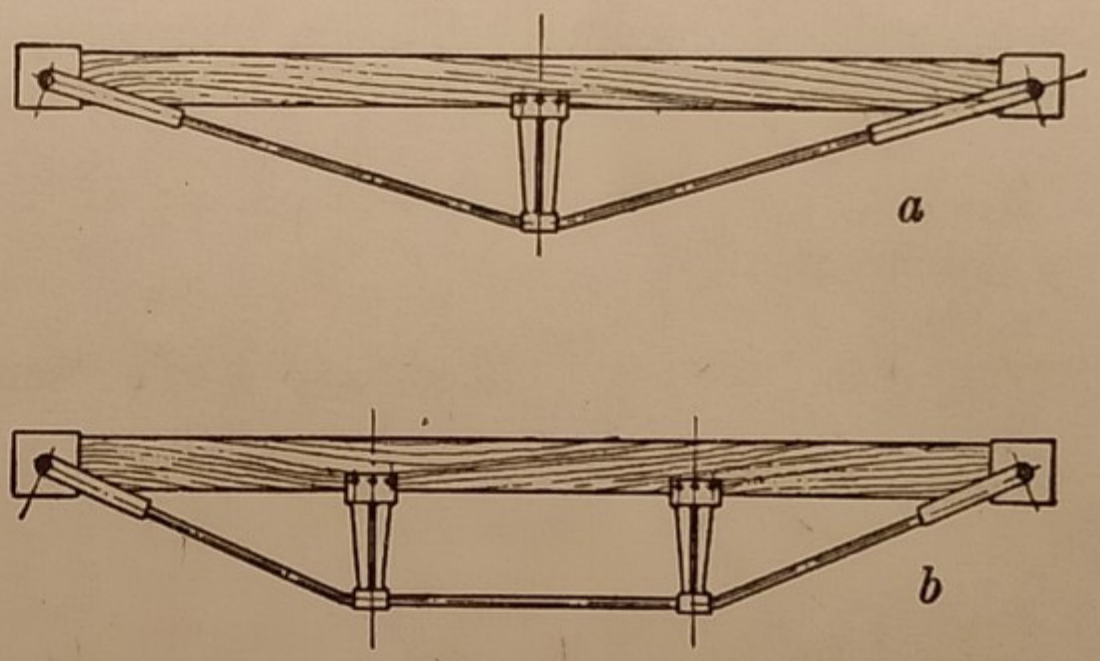


Fig. 160. — *a*, prospetto di trave armata da *un contraffisso*; *b*, prospetto di trave armata da *due contraffissi*.

Sapendo che è:

$$R_0 = R_2 = \frac{3}{8} Q \quad ; \quad R_1 = \frac{10}{8} Q ,$$

dove Q rappresenta il carico uniformemente ripartito su ciascuna tratta (o *campata*) di trave di lunghezza l, poichè nel caso pratico Q sta sempre a rappresentare il carico uniformemente ripartito su tutta la lunghezza l della trave armata da un contraffisso, dovremo utilizzare le suddette espressioni scritte così (vedi fig. 161 *a*):

$$R_0 = R_2 = \frac{3}{8} \frac{Q}{2} = \frac{3}{16} Q .$$

$$R_1 = \frac{10}{8} \frac{Q}{2} = \frac{5}{8} Q .$$

La pressione sull'appoggio mediano sarà quindi espressa da:

$$D = \frac{5}{8} Q = 0{,}625\, Q .$$

Questa pressione si decomporrà nelle due tensioni X lungo i tiranti, ottenendo:

$$X = \frac{D}{2 \cos \alpha} ,$$

e poichè risulta: $\cos \alpha = \frac{d}{x}$, si avrà pure:

$$X = \frac{0{,}625\ Q}{2\,\frac{d}{x}} = 0{,}3125\ Q\,\frac{x}{d}\,.$$

La tensione X trasmessa da ciascun tirante nel punto d'attacco con la trave principale, si decomporrà nella componente verticale P e nella componente orizzontale L agente lungo l'asse della trave principale. Avremo così:

$$P = X \cos \alpha\,; \qquad L = X \operatorname{sen} \alpha\,;$$

e poichè risulta:

$$\cos \alpha = \frac{d}{x} \quad \text{e} \quad \operatorname{sen} \alpha = \frac{\frac{l}{2}}{x}\,,$$

si avrà pure:

$$P = X\,\frac{d}{x} = 0{,}3125\ Q\,\frac{d}{x} \cdot \frac{x}{d} = 0{,}3125\ Q$$

e

$$L = X \cdot \frac{\frac{l}{2}}{x} = 0{,}3125\ Q\,\frac{x}{d} \cdot \frac{\frac{l}{2}}{x} = \sim 0{,}156\ Q\,\frac{l}{d}\,.$$

Il contraffisso e ciascun tirante si calcoleranno, rispettivamente, come *solido compresso* dallo sforzo $D = 0{,}625\ Q$ e come *solido teso* dallo sforzo $X = 0{,}3125\ Q\,\frac{x}{d}$.

La trave principale (trave continua su 3 appoggi di livello) è soggetta (vedi vol. I, pag. 150) ad un momento flettente massimo in corrispondenza dell'appoggio mediano, dato in valore assoluto da:

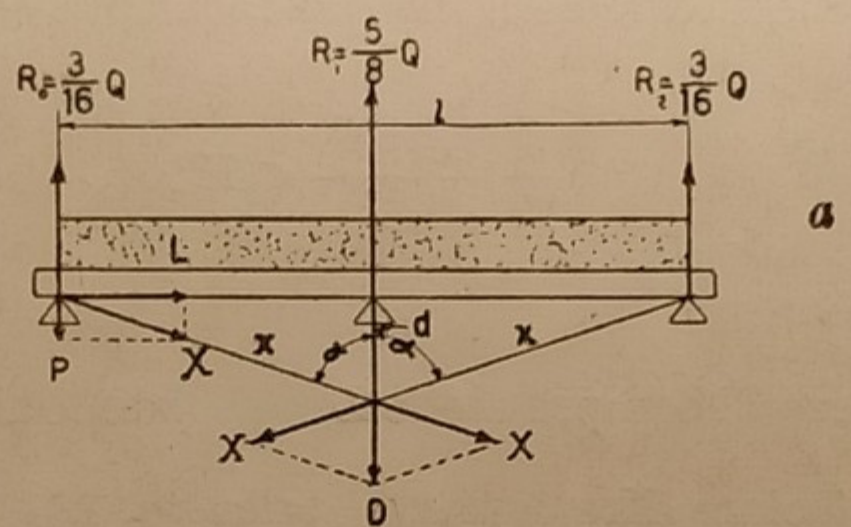
$$M = \frac{1}{8}\,\frac{Q}{2} \cdot \frac{l}{2} = \frac{1}{32}\,Q\,l = 0{,}03125\ Q\,l\,.$$

Inoltre la stessa trave principale è sollecitata a compressione dallo sforzo $L = \sim 0{,}156\ Q\,\frac{l}{d}$; perciò la sua sezione si calcolerà in base alla nota equazione di stabilità alla *presso-flessione*:

$$\frac{L}{A} + \frac{M}{\frac{I}{z}} < K\,.$$

Ciascun piedritto sarà soggetto ad uno sforzo di compressione dato da $\frac{Q}{2}$, cioè da: $\frac{3}{16}\,Q + P = 0{,}1875\ Q + 0{,}3125\ Q = 0{,}50\ Q = \frac{Q}{2}$.

Per la trave armata da due contraffissi si utilizzeranno le formole della trave continua su 4 appoggi equidistanti, tenendo presente che in dette formole la lunghezza l di una campata dev'essere sostituita da $\frac{l}{3}$, giacchè nel caso pratico la lunghezza dell'intera trave principale viene indicata con l.



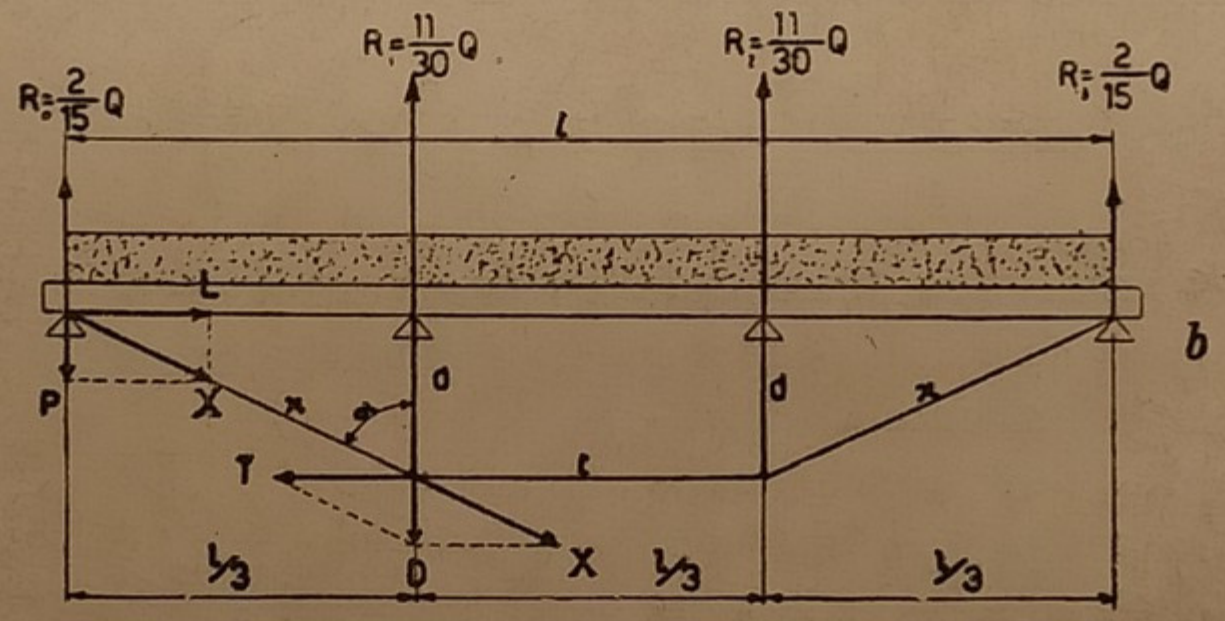


Fig. 161.

Con procedimento del tutto simile a quello tenuto per la trave armata da un contraffisso ricaviamo le seguenti espressioni degli sforzi interni (vedi fig. 161 *b*):

$D = \frac{11}{30} Q = \sim 0{,}367 \cdot Q =$ sforzo di compressione in ciascun contraffisso.

$X = D/\cos \alpha = \sim 0{,}367\, Q \cdot \frac{x}{d} =$ sforzo di tensione in ciascun tirante di lunghezza x.

$T = D \operatorname{tg} \alpha = \sim 0{,}367\, Q \frac{\frac{l}{3}}{d} = \sim 0{,}122\, Q \frac{l}{d} =$ sforzo di tensione nel tirante centrale di lunghezza t.

La trave principale è soggetta ad un momento flettente massimo, che si suscita in corrispondenza di ciascun appoggio centrale, dato in valore assoluto da:

$$M = 0{,}1 \frac{Q}{3} \frac{l}{3} = \sim 0{,}0111\, Q\, l\,.$$

La trave principale si calcolerà in base alla nota equazione di stabilità alla *presso-flessione*:

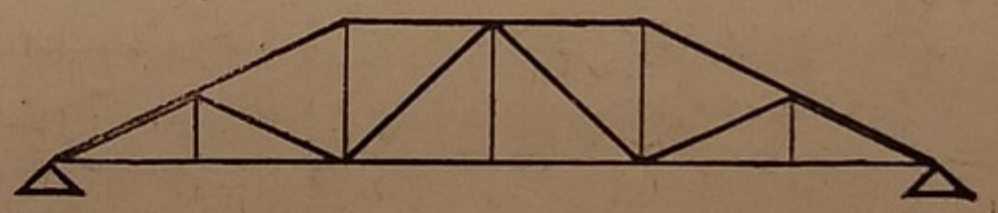
$$\frac{L}{A} + \frac{M}{\frac{I}{z}} < K\,,$$

avvertendo che lo sforzo di compressione L corrisponde al valore $T = \sim 0{,}122\, Q \frac{l}{d}$, come si potrebbe calcolare direttamente dalla fig. 161 *b*, e come del resto deve essere per l'equilibrio stesso della trave armata.

Ciascun piedritto sarà soggetto ad uno sforzo di compressione dato da:

$$\frac{Q}{2}, \quad \text{cioè da:} \quad \frac{2}{15} Q + P = \frac{2}{15} Q + \frac{11}{30} Q = \frac{Q}{2}\,.$$

Travi con armatura superiore a cavalletto. — Se l'impalcatura stradale dev'essere sostenuta da due sole travi maestre, si potrà ricorrere a due travi armate superiormente a cavalletto. Un tipo di queste travi è rappresentato in prospetto dalla fig. 152 *b*.



Fig, 162. — Schema di cavalletto tipo *alla Palladio* (la trave maestra presenta 5 appoggi intermedi).

Se il carico è notevole e la lunghezza delle travi è piuttosto grande, si introdurranno dei tipi di cavalletti più complessi, per esempio il tipo detto *alla Palladio*, rappresentato schematicamente dalla fig. 162, a mezzo del quale la trave principale riceve cinque appoggi intermedi.

Per la calcolazione di queste travi con armatura superiore si riguarderà la trave principale come una trave continua su più appoggi e si calcoleranno gli sforzi nelle singole membrature in base ad un carico uniformemente distribuito. La trave principale funzionando come *catena* del cavalletto, sarà soggetta anche a *sforzo di tensione*, per cui essa si calcolerà in base allo sforzo composto di *tenso-flessione*.

Travi a traliccio. — Le travi a traliccio o *americane* (impiegate un tempo particolarmente in America per ponti di strade ordinarie e ferrate) s'impiegano

oggidì per i ponti provvisori di grande portata. Un tipo di queste travi è la trave *Town* costituita da due *briglie* parallele (vedi fig. 163) e da una parete intermedia a *traliccio* formata con *assoni* inclinati di 45°. Ciascuna briglia è composta di

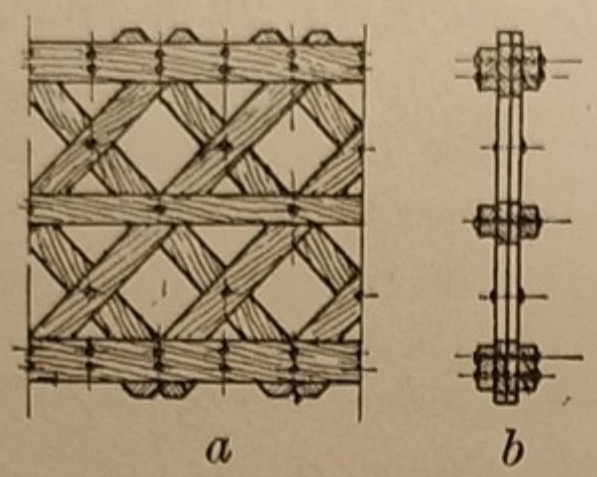


Fig. 163. — Trave a traliccio tipo *Town*: *a*, parte di prospetto; *b*, sezione trasversale del traliccio.

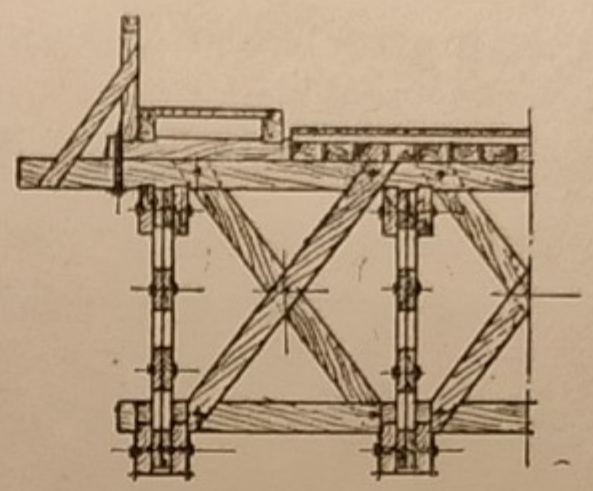


Fig. 164. — ½ sezione trasversale di un ponte di strada ordinaria con impalcatura superiore sostenuta da travi *Town*.

due panconi di sezione rettangolare, avente un'altezza da 3 a 5 volte la larghezza. Gli assoni del traliccio hanno le estremità sovrapposte e serrate fra i due panconi di ciascuna briglia e fermati a questi con bulloni. Generalmente la trave presenta un'altezza eguale a $\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}$ della sua portata e l'impalcatura del ponte può risultare disposta al disopra o al disotto delle travi principali.

Un esempio d'impalcatura superiore sostenuta da travi Town formate di traversi e saettoni diagonali di collegamento delle travi maestre, l'abbiamo nella fig. 164.

Vi è un altro tipo di trave a traliccio, chiamato *Howe*, che non è eccessivamente deformabile col tempo, come invece lo è il precedente tipo, sotto l'azione dei carichi mobili. Esso si compone di due briglie parallele e di un traliccio dissimmetrico multiplo (vedi fig. 165) con tiranti verticali in ferro e saette diagonali in legno. Le saette sono unite alle briglie per semplice appoggio in quelle parti che sono soggette a soli sforzi di compressione, mentre nelle parti di trave dove per l'azione del sovraccarico si producono sforzi di tensione, vi sono le *contro-saette*.

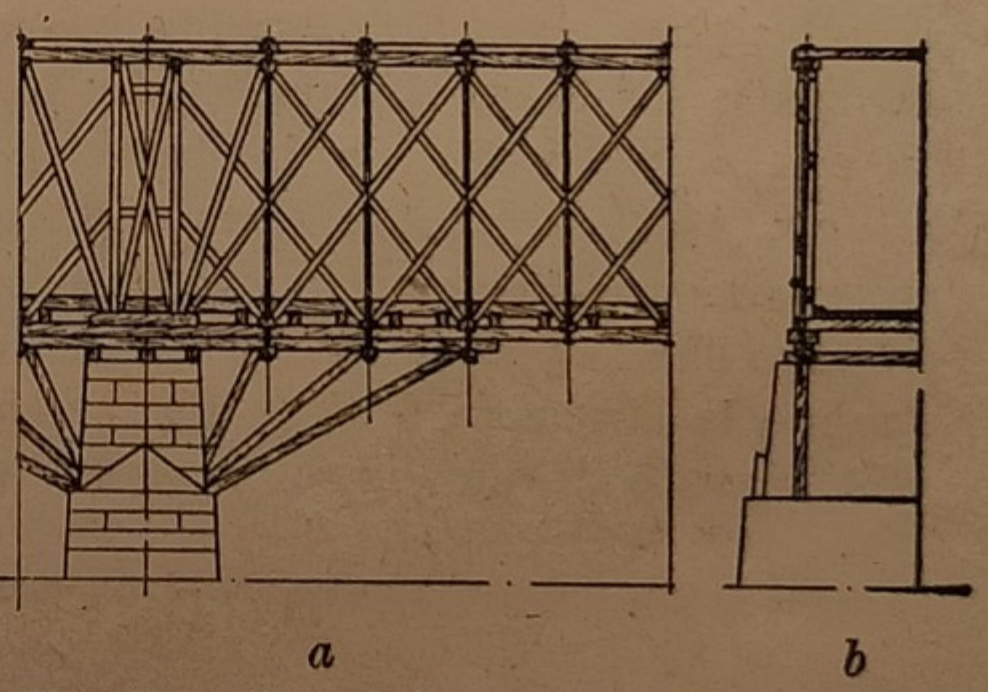


Fig. 165. — Ponte in legno con travi a traliccio tipo *Howe*: *a*, parte di prospetto in corrispondenza di una pila; *b*, sezione verticale del traliccio.

Norme fondamentali per la calcolazione dei ponti in legno. — TAVOLONI D'IMPALCATURA. — Questi si considerano come travi semplicemente appog-

giate agli estremi. Se non vi è l'inghiaiata, poichè gli appoggi successivi di un assone sono generalmente ad una distanza minore della distanza esistente fra i due assi di un carro comune a 4 ruote transitanti sul ponte, il carico accidentale sarà rappresentato dal peso di una ruota del carro più pesante ed esso darà luogo al momento flettente massimo $\frac{P\,l}{4}$, quando la ruota stessa graverà sulla metà dell'assone. Per P possiamo assumere circa 3 tonnellate.

Se oltre allo strato di assoni vi è uno strato sovrapposto di tavoloni di coperta di spessore h_1, potremo diminuire di circa $\frac{1}{5}\,h_1$ l'altezza h degli assoni calcolati a sforzo di semplice flessione ed in base all'azione del massimo momento flettente $\frac{P\,l}{4}$. Invece, non esistendo i tavoloni di coperta, sarà prudente aumentare l'altezza h calcolata per gli assoni di circa cm. 2, onde tener conto della loro usura per sfregamento.

I tavoloni dei marciapiedi si calcoleranno in base all'azione del massimo momento flettente $\frac{q\,l^2}{8}$, dove q rappresenta il sovraccarico di Kg. $300 \div 400/m^2$ dovuto ad una folla compatta di persone.

Nel caso che sugli assoni vi sia la massicciata, si terrà presente la regola di Winkler (vedi pag. 154) secondo la quale l'azione del carico concentrato P di una ruota del carro si trasmette su una certa striscia del sottostante tavolato. Se con c indichiamo la larghezza del cerchione della ruota (generalmente $c =$ cm. 10), con b la larghezza di un assone e con h l'altezza della massicciata (generalmente $h =$ cm. $15 \div 20$), ricordando la formola a pag. 154, potremo ritenere che la pressione P si ripartisca su una striscia larga $c + 1{,}5\,h$, per cui quando la larghezza b di un assone risulti non maggiore di $c + 1{,}5\,h$, l'assone sarà gravato da un carico concentrato:

$$P_1 = P\,\frac{b}{c + 1{,}5\,h}\,.$$

Oltre a questo carico concentrato, sugli assoni graverà il carico uniformemente ripartito dovuto al peso della massicciata (in ragione di Kg. $1500 \div 1800/m^3$). Indicando con Δ il peso di volume della massicciata, il carico di questa per ogni metro lineare di assone sarà rappresentato da $p = \Delta \cdot bh$. Pertanto il massimo momento flettente a cui sarà soggetto un assone sarà dato da:

$$M = \frac{P_1\,l}{4} + \frac{p\,l^2}{8}\,.$$

TRAVERSI E TRAVI MAESTRE. — I traversi (vedi assonometria - fig. 151, pag. 203) dovrebbero riguardarsi come travi appoggiate in più punti, ma praticamente si considera di essi il tratto compreso fra due appoggi successivi. Per la relativa distanza a cui sono poste le travi maestre (m. $1 \div 1{,}50$) sul tratto di traverso corrispondente a questa distanza potranno gravare tutt'al più due ruote di un carro ad uno o a due assi. Pertanto, il tratto di traverso compreso fra due sottostanti travi maestre si considererà come trave semplicemente appoggiata agli estremi e gravata da due carichi eguali ed egualmente distanti dagli estremi, per cui se P rappresenta il peso di una ruota ed a la distanza di questa dall'appoggio prossimo, il momento flettente massimo sarà dato da $M_1 = P \cdot a$. A questo momento dovremo aggiungere quello dovuto al carico uniformemente ripartito da cui è gravato il tratto di traverso per effetto del peso dell'impalcatura superiormente corrispondente (e cioè del solo tavolato, oppure del tavolato e della massicciata) e per effetto della folla che detta impalcatura può sopportare eventualmente oltre al carro. Chiamando con M_2 questo ultimo momento flettente massimo, che si susciterà nella sezione di mezzo del tratto di traverso, ed osservando che il precedente momento flettente M_1 si suscita in ogni sezione compresa fra i due carichi eguali P, e quindi anche nella sezione di mezzo del tratto di traverso, potremo senz'altro sommare i due momenti M_1 e M_2, per avere il momento massimo complessivo in base al quale dovrà calcolarsi la sezione del traverso.

Per le travi maestre semplici si considererà il carico totale Q uniformemente ripartito dovuto al peso proprio dell'impalcatura e della massicciata sovrastante e al carico accidentale dovuto ad una folla compatta di persone, per cui la sezione di una trave maestra si calcolerà in base al momento flettente massimo $\frac{Q\,l}{8}$.

Se la sezione delle travi maestre così calcolate risultasse maggiore della massima squadratura commerciale che è di cm. 35×45 (vedi vol. I, pag. 86), si dovrà ricorrere alle *travi composte* oppure alle *travi armate*, delle quali ultime abbiamo già indicato il modo di calcolarle.

Se le travi composte sono formate di travi semplici sovrapposte e non legate fortemente fra loro in maniera da impedire gli scorrimenti longitudinali provocati dalla flessione, il modulo di resistenza della trave composta di n travi sovrapposte sarà dato evidentemente da: $n \cdot \frac{1}{6} bh^2$, rappresentando b ed h rispettivamente la base e l'altezza della sezione trasversale di ogni trave componente la trave composta. Se invece le travi componenti sono fortemente colle-

gate tra di loro in maniera da formare come una trave unica di altezza nh, allora il modulo di resistenza della trave composta sarà:

$$\frac{1}{6}\, b\,(nh)^2 = \frac{1}{6}\, n^2\, bh^2 = n\left(n \cdot \frac{1}{6}\, bh^2\right),$$

cioè n volte maggiore del modulo di resistenza precedente. Questo fatto c'induce (si tenga anche presente quanto abbiamo già accennato a pag. 203) ad unire strettamente fra loro le travi semplici.

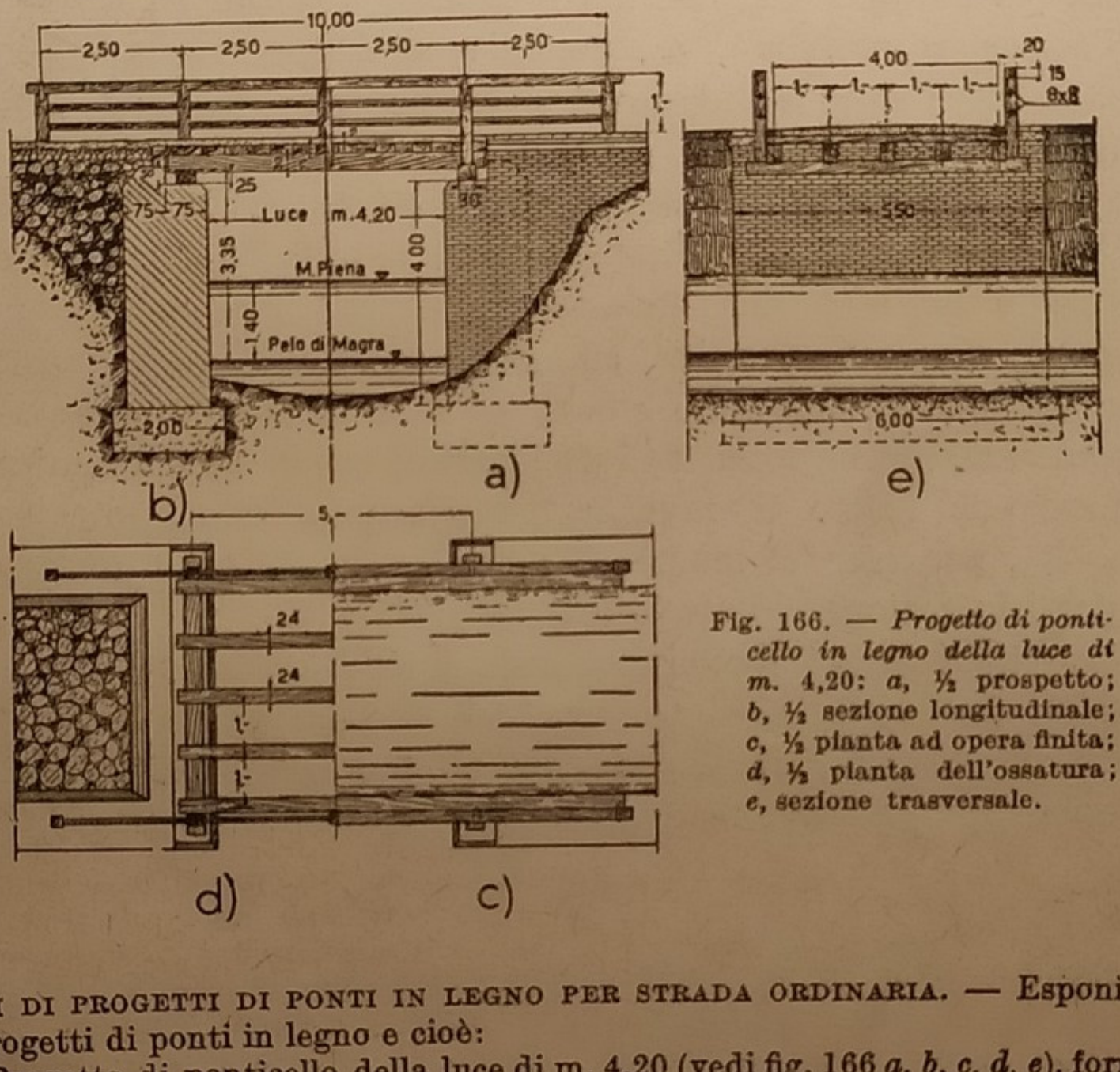


Fig. 166. — *Progetto di ponticello in legno della luce di m. 4,20: a, ½ prospetto; b, ½ sezione longitudinale; c, ½ pianta ad opera finita; d, ½ pianta dell'ossatura; e, sezione trasversale.*

ESEMPI DI PROGETTI DI PONTI IN LEGNO PER STRADA ORDINARIA. — Esponiamo qui tre esempi di progetti di ponti in legno e cioè:

1°) Progetto di ponticello della luce di m. 4,20 (vedi fig. 166 *a, b, c, d, e*), formato di semplici travi maestre della sezione di cm. 24 × 30 poste ad un interasse di m. 1, con impalcatura formata di tavoloni dello spessore di cm. 15 e sovrastante massicciata dello spessore di cm. 15. La larghezza del ponticello è di m. 4, la massima piena raggiunge m. 1,40 sopra il pelo di magra. Le spalle del ponticello sono costruite in muratura di mattoni, mentre la fondazione è in calcestruzzo.

In base agli elementi di calcolo esposti nelle pagine precedenti, l'allievo verifichi la stabilità delle principali parti del ponticello in parola.

2°) Progetto di ponte in legno della luce di m. 5,25 (vedi fig. 167 *a, b, c, d, e*), formato di una impalcatura sostenuta da due travi armate a cavalletto. La trave centrale portante ha la sezione di cm. 28 × 34 e sostiene le travi longitudinali della sezione di cm. 18 × 30 poste ad un interasse di m. 1. L'impalcatura del ponte è formata di assoni dell'altezza di cm. 10 e

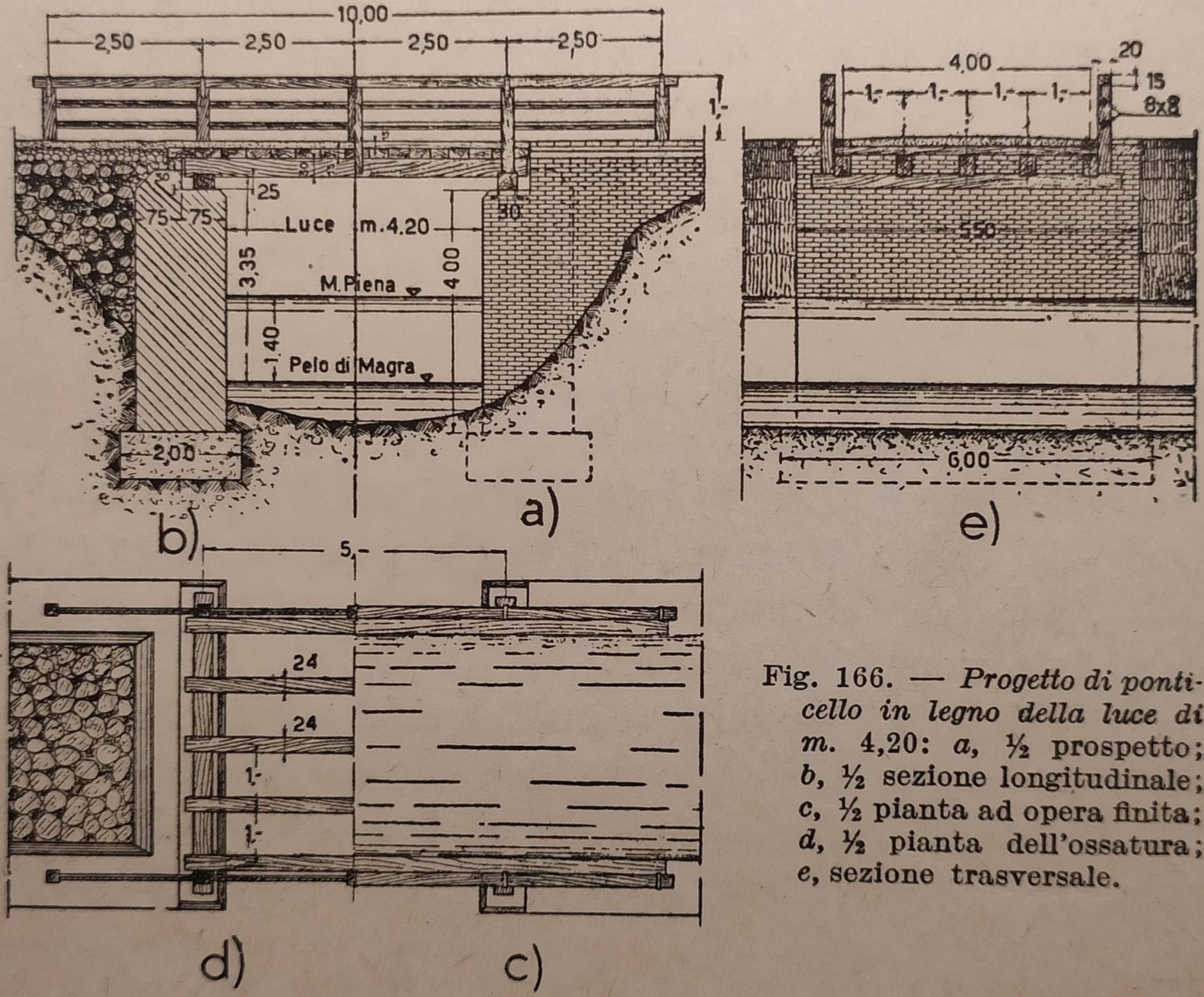


Fig. 166. — *Progetto di ponticello in legno della luce di m.* 4,20: *a*, ½ prospetto; *b*, ½ sezione longitudinale; *c*, ½ pianta ad opera finita; *d*, ½ pianta dell'ossatura; *e*, sezione trasversale.

da sovrastante tavolato di usura di cm. 6. L'irrigidimento della struttura portante è ottenuto con travi diagonali della sezione di cm. 6 × 25.

In base agli elementi di calcolo esposti nelle pagine precedenti, l'allievo verifichi la stabilità delle principali strutture del ponte.

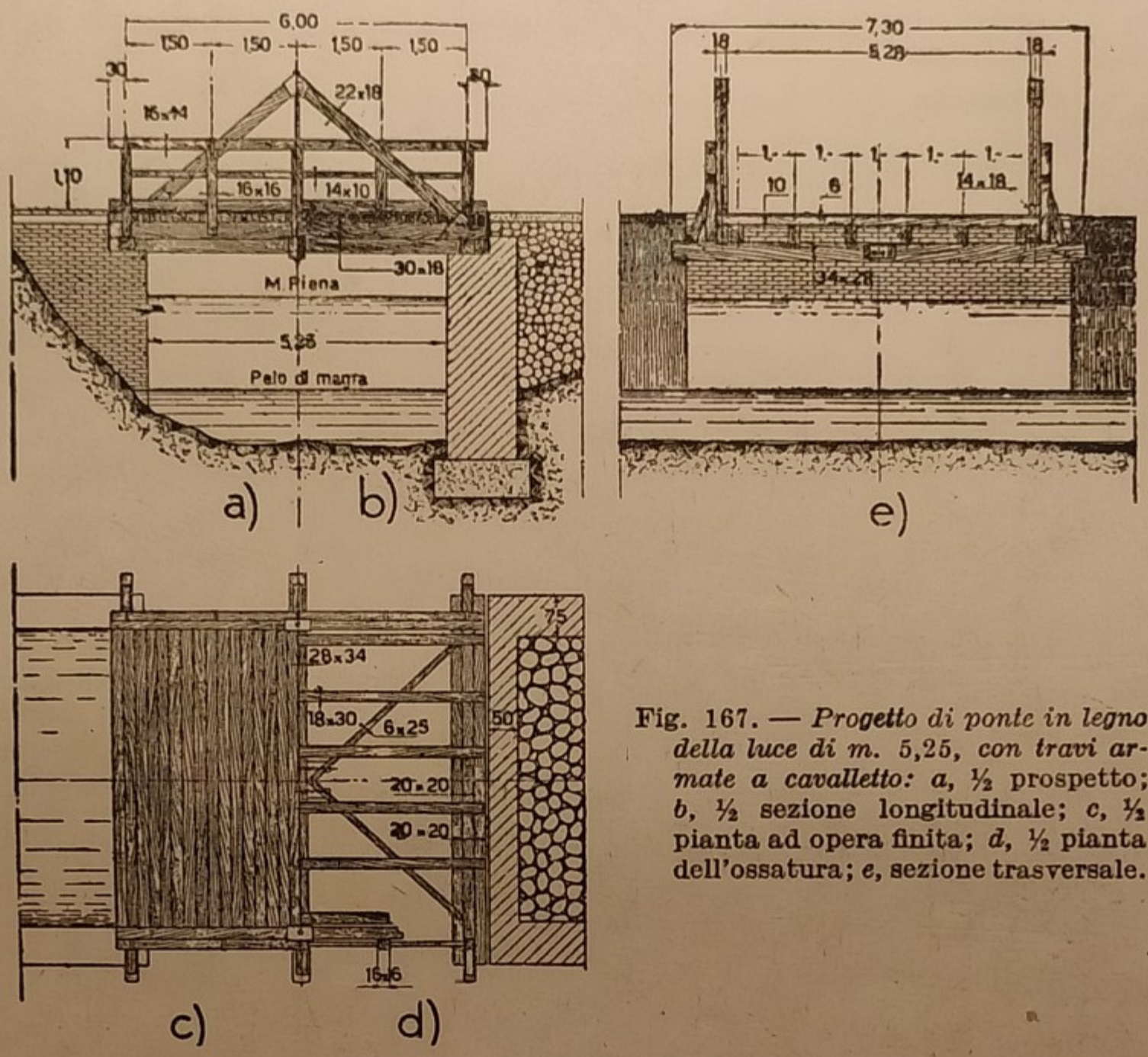


Fig. 167. — *Progetto di ponte in legno della luce di m. 5,25, con travi armate a cavalletto: a,* ½ prospetto; *b,* ½ sezione longitudinale; *c,* ½ pianta ad opera finita; *d,* ½ pianta dell'ossatura; *e,* sezione trasversale.

3°) Progetto di ponte in legno della luce di circa m. 8,50 (vedi fig. 168 *a, b, c, d, e*), formato di travi maestre della sezione di cm. 26 × 34 poste ad un interasse di m. 1,50, sostenute al centro da una sottotrave della sezione di cm. 24 × 30 trattenuta da saettoni che appoggiano in modo opportuno sulle sponde rocciose dell'alveo e al disopra del pelo di massima piena. L'irrigidimento della sottotrave e dei saettoni è ottenuto a mezzo di travi disposte in diagonale.

In base agli elementi di calcolo esposti nelle pagine precedenti, l'allievo verifichi la stabilità delle principali parti del ponte. Le travi maestre si considerino come travi continue su tre appoggi a livello ed equidistanti.

Ponti in ferro.

Generalità. — I ponti metallici (essenzialmente in ferro od in acciaio) vengono preferiti a quelli in muratura ordinaria oppure in cemento armato, quando si debbono superare forti luci. Essi possono costruirsi con membrature diverse ed in generale constano dell'*orditura minuta*, delle *travi secondarie* (che assieme

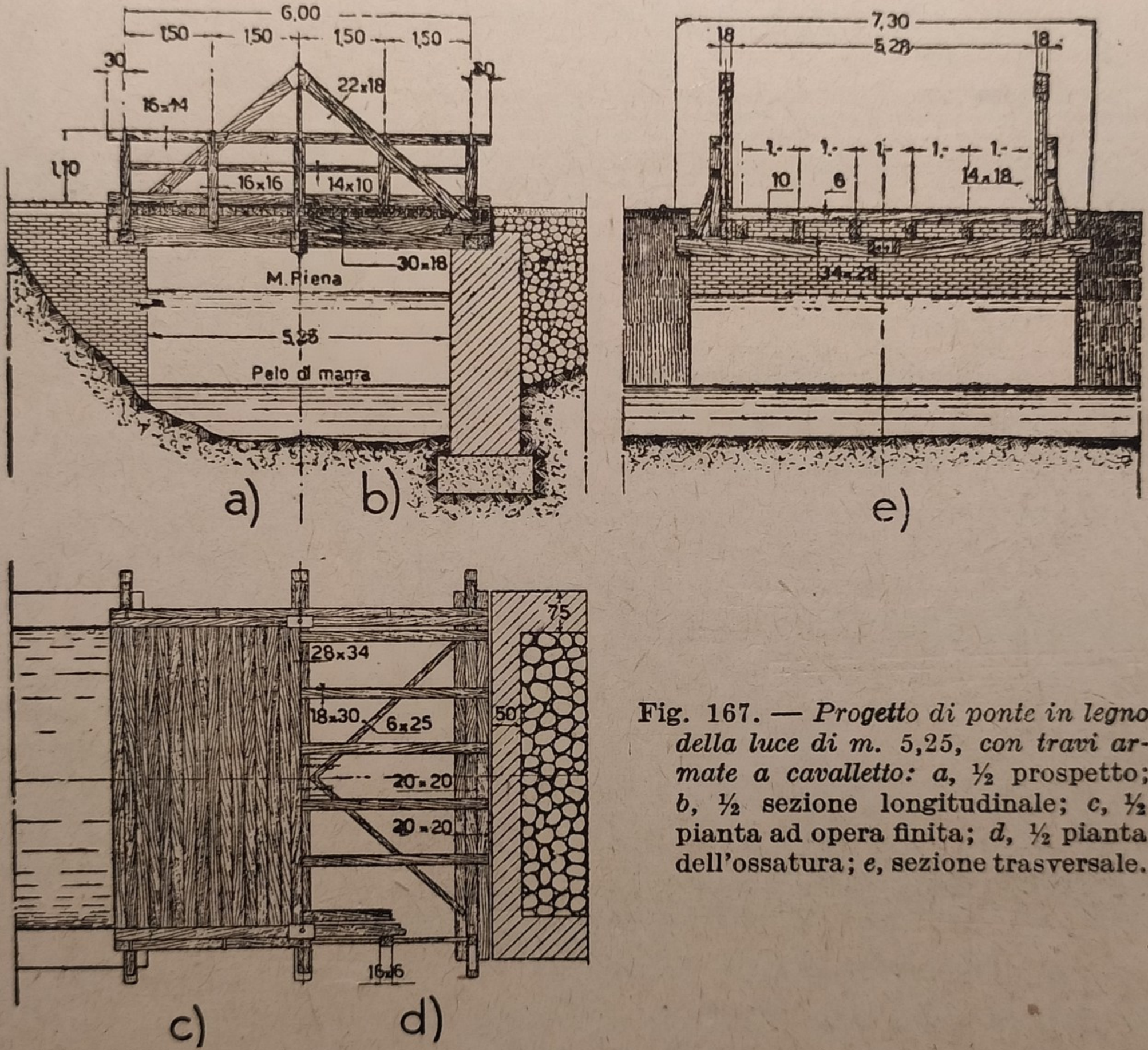


Fig. 167. — *Progetto di ponte in legno della luce di m.* 5,25, *con travi armate a cavalletto: a,* ½ prospetto; *b,* ½ sezione longitudinale; *c,* ½ pianta ad opera finita; *d,* ½ pianta dell'ossatura; *e,* sezione trasversale.

all'orditura minuta formano l'*impalcato*) e delle *travi principali*. L'irrigidimento delle travi secondarie e principali è ottenuto in modo opportuno con altri ferri, profilati ad L, o da barre diritte, disposte in croce.

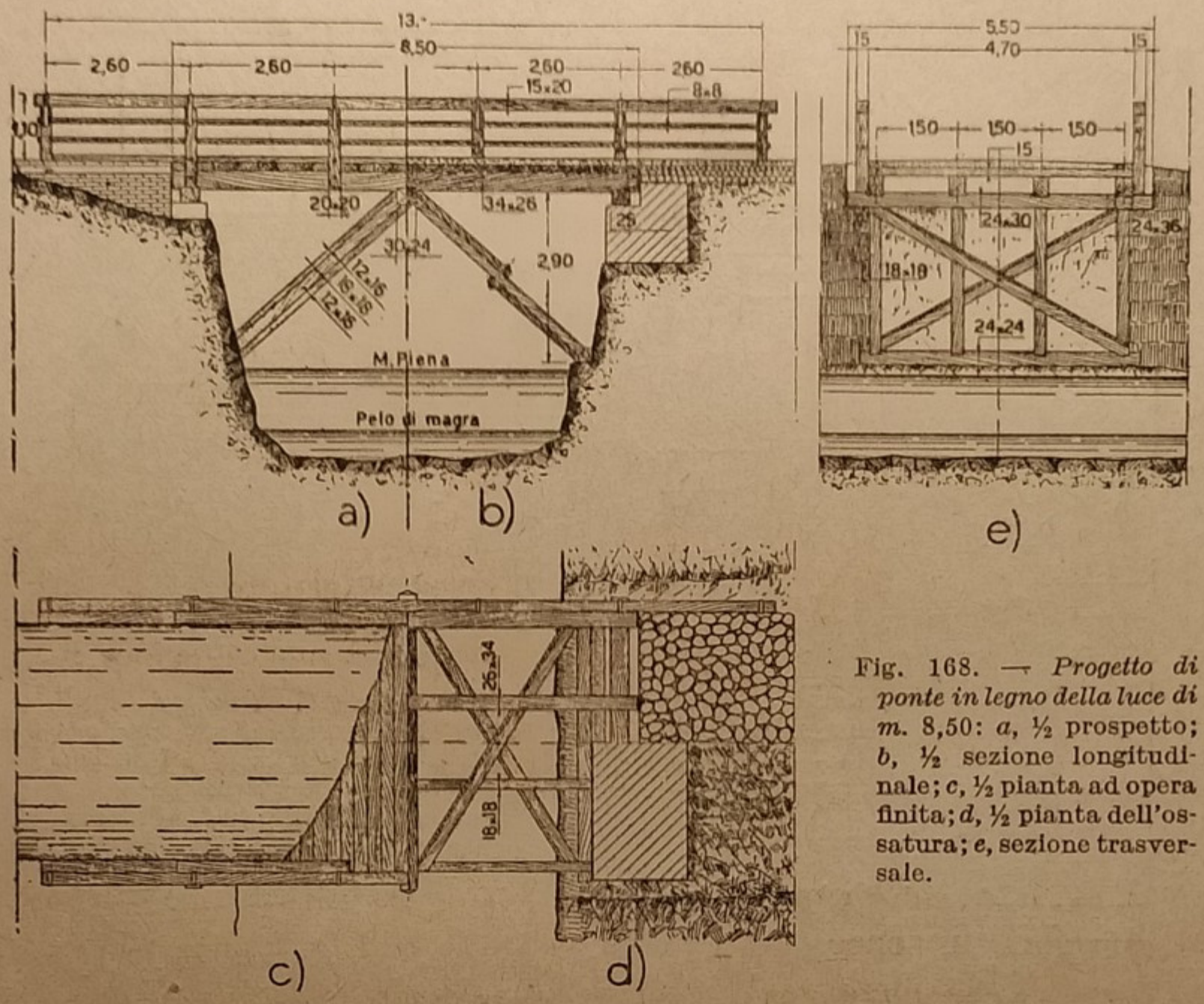
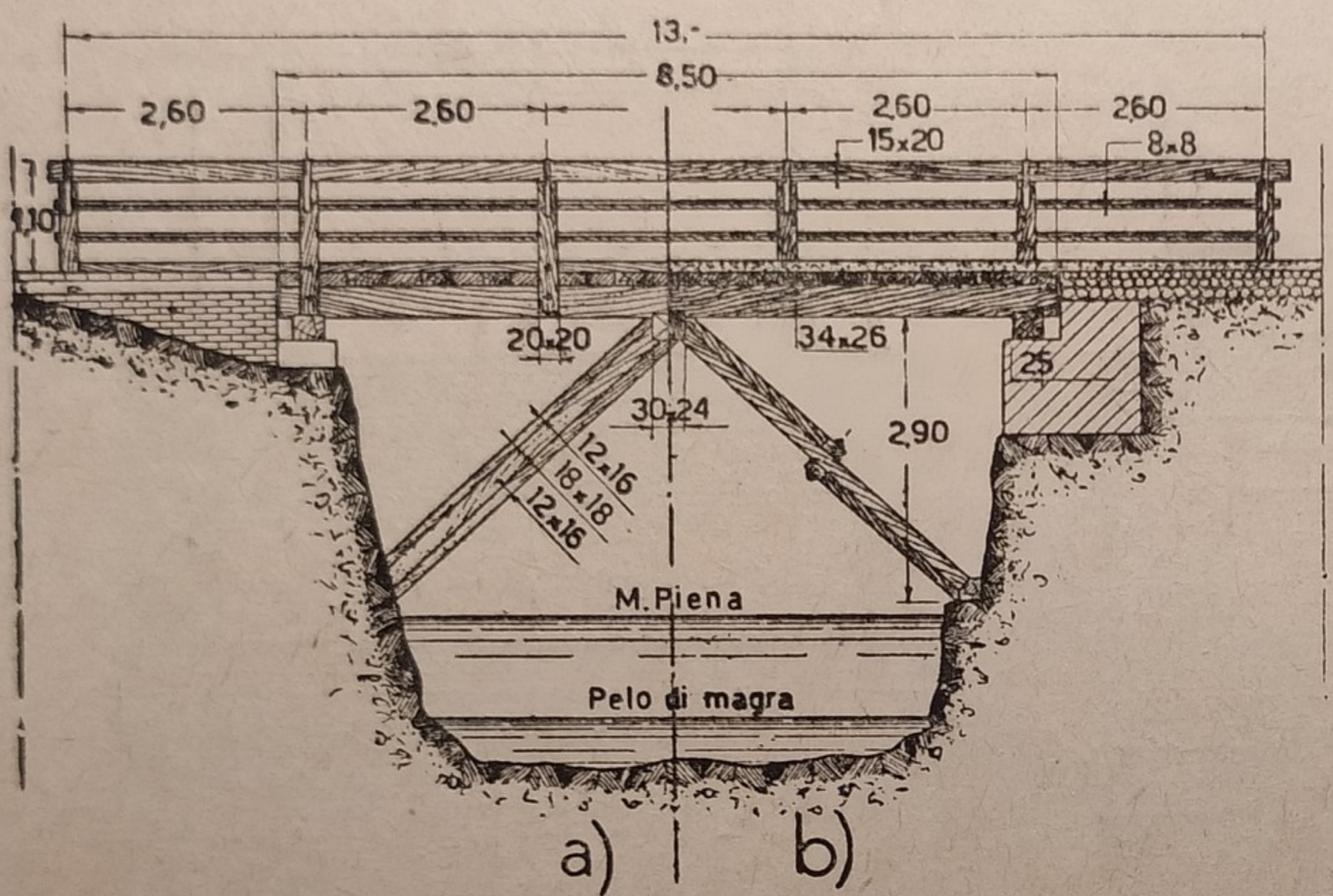
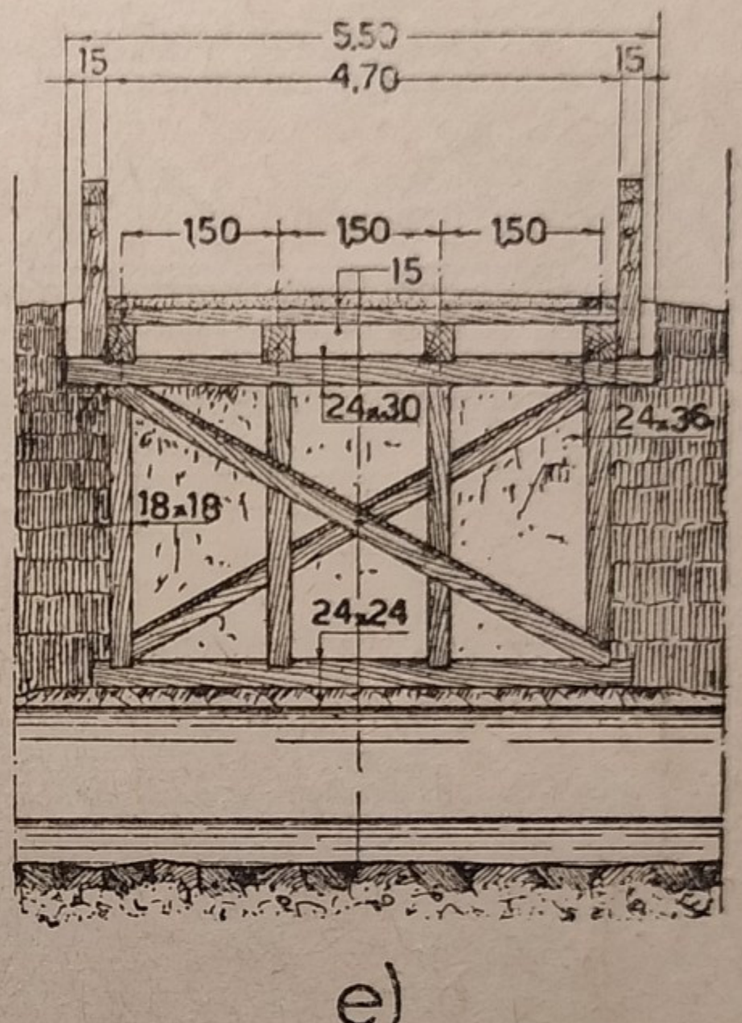


Fig. 168. — *Progetto di ponte in legno della luce di m.* 8,50: *a*, ½ prospetto; *b*, ½ sezione longitudinale; *c*, ½ pianta ad opera finita; *d*, ½ pianta dell'ossatura; *e*, sezione trasversale.

I piedritti possono essere pure metallici, ovvero in muratura, e su questi possono appoggiare direttamente le travi principali (*ponti a travata*), oppure l'arco metallico (*ponti ad arco*). Nei ponti in ferro a travate, la parte portante è formata da due o più *travi maestre* che possono appoggiare alle due sole estremità (travi semplici), oppure su più di due punti (travi continue). Le parti essenziali di una trave maestra sono le *briglie* (*correnti*, *nervature*) che formano la membratura superiore ed inferiore di una trave, e la *parete*, cioè la membratura intermedia di collegamento delle due briglie superiore ed inferiore. La parete può costruirsi *piena* oppure a *traliccio*. Il profilo delle briglie può essere rettilineo, curvilineo (travi paraboliche) od in parte curvilineo (travi semiparaboliche).

Norme generali per lo studio statico di un ponte in ferro. — Nello studio dei ponti in ferro si calcolano le dimensioni delle varie membrature in base agli sforzi a cui queste sono sottoposte per effetto del loro *peso proprio* e delle





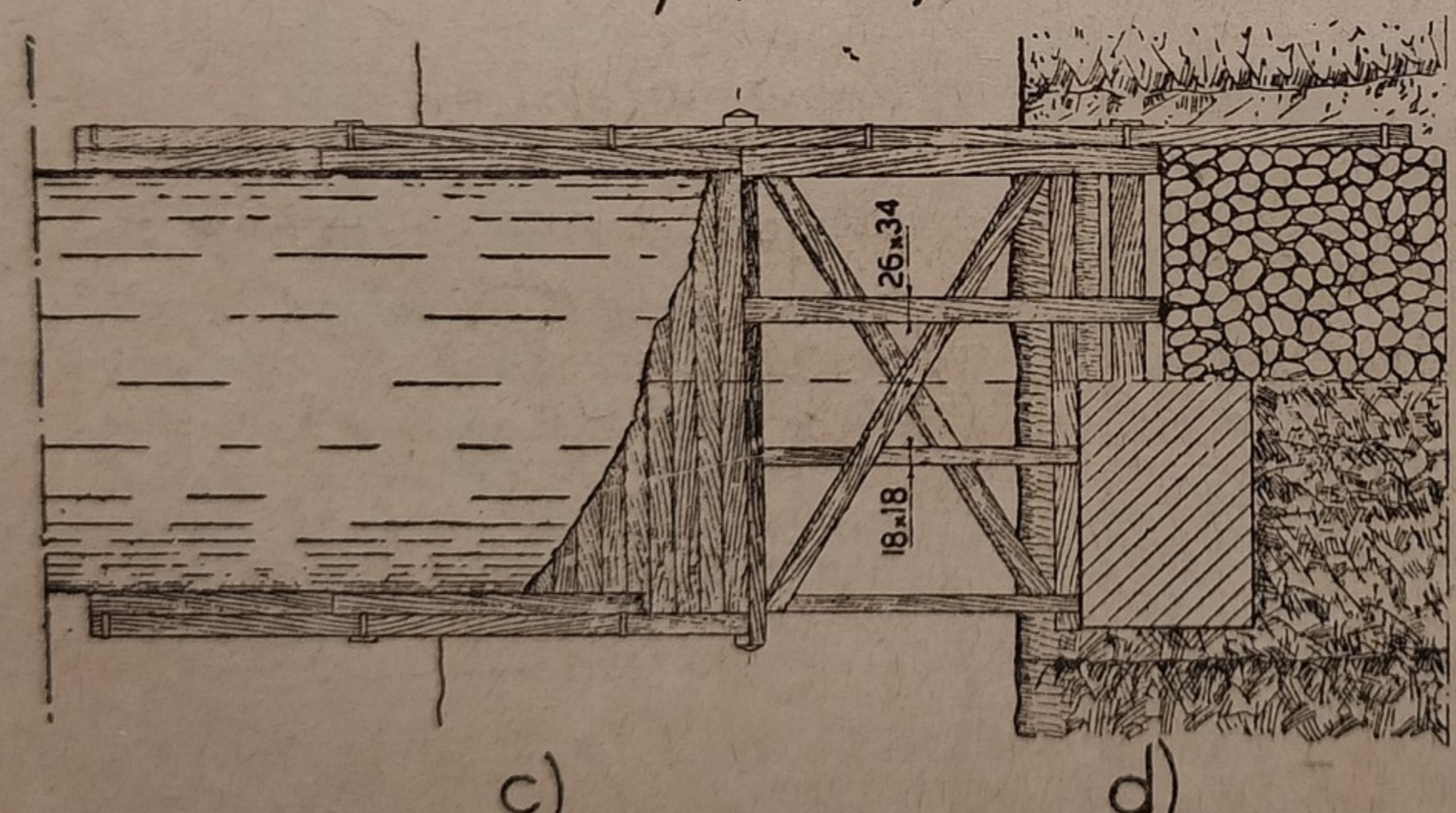


Fig. 168. — *Progetto di ponte in legno della luce di m.* 8,50: *a*, ½ prospetto; *b*, ½ sezione longitudinale; *c*, ½ pianta ad opera finita; *d*, ½ pianta dell'ossatura; *e*, sezione trasversale.

forze esterne. Occorrerà perciò conoscere *a priori*, e con una certa approssimazione, il peso proprio della struttura metallica.

Il peso q, *in Kg. a metro quadrato* della sola parte metallica di un ponte in ferro per *strada ordinaria* con massicciata, può dedursi dalle seguenti formule empiriche, nelle quali l indica la luce del ponte:

$$q = 125 + 2{,}8\,l + 0{,}025\,l^2 \text{ (strade secondarie);}$$
$$q = 170 + 3{,}2\,l + 0{,}028\,l^2 \text{ (strade principali).}$$

A questo peso si dovrà aggiungere quello della massicciata (spessore cm. 20).

Per le *strade ferrate principali* il peso proprio complessivo p *in Kg. a metro lineare di binario* può dedursi da quest'altre formule empiriche:

$p = 1230 + 56\,l$ (ponti a travata a parete piena);
$p = 1400 + 49\,l$ (» » reticolare senza controventi superiori);
$p = 900 + 36\,l$ (» » reticolare controventata superiormente).

Come *sovraccarico accidentale* per i ponti di *strade ordinarie della 1ª classe* si potrà assumere il peso di un rullo compressore stradale di 24 tonn., oppure un sovraccarico uniformemente ripartito di Kg. 2000/m². Per le strade di secondaria importanza si potrà assumere il peso di un autoveicolo di m. 3 × 6, munito di due assi distanti m. 3, di cui il posteriore pesa tonn. 8 e l'anteriore pesa tonn. 4; oltre al peso di una folla compatta di persone, in ragione di Kg. 400/m², disposta nell'area non occupata dall'autoveicolo. Può anche considerarsi il solo peso uniformemente distribuito dovuto ad una folla compatta di persone, in ragione di Kg. 400/m². Se la luce del ponte supera *m. 80*, non si terrà conto delle azioni dinamiche, mentre per luci minori i suddetti sovraccarichi dovranno aumentarsi del 25 %.

Le forze esterne, peso proprio della struttura metallica e sovraccarico della medesima, agiscono in senso verticale; mentre la *pressione del vento* e, nei ponti ferroviari in curva, la *forza centrifuga* che si desta con la velocità del treno, si ritengono dirette orizzontalmente. La pressione del vento a ponte scarico si assume in ragione di Kg. 250/m² di superficie investita, mentre a ponte carico sarà di Kg. 150/m². La superficie presentata al vento è un rettangolo di base eguale alla lunghezza del ponte e di altezza di m. 3: essa si considera sopraelevata di m. 0,50 sul piano stradale o sul piano del ferro. Per le armature di sottovento le suddette intensità si riducono moltiplicandole per il rapporto $\frac{A_1 - A}{A_1}$, dove A rappresenta l'area colpita dal vento ed A_1 è la superficie di tutti i vuoti compresi dal contorno della travatura. Lo sforzo orizzontale F, in tonn., che si crea nelle curve dei ponti ferroviari per effetto della forza centrifuga, è espresso, per ogni metro lineare occupato dal treno, da: $F = \frac{PV^2}{gR}$, dove P è il peso del treno in tonn. per metro (escluso il peso della locomotiva); V è la velocità massima in Km./ora (V = Km. 100/ora per le linee principali e V = Km. 60/ora per le linee secondarie); g è l'accelerazione della gravità (m. 9,81/1″) ed R è il

raggio della curva. Il suddetto sforzo F si deve considerare applicato a m. 2 d'altezza sul piano del ferro.

Nei ponti ferroviari sono da considerarsi come *sollecitazioni orizzontali secondarie* le pressioni contro i fianchi delle rotaie, dovute alle scosse dei veicoli in moto e gli sforzi di trascinamento prodotti dai veicoli stessi. Le *variazioni di temperatura* producono delle deformazioni nelle membrature metalliche, creando in queste degli sforzi interni talora rilevanti (vedi vol. I, pag. 162). Si provvede ad eliminare o per lo meno a ridurre tali sforzi, rendendo libera la dilatazione delle membrature del ponte mediante *rulli di scorrimento*.

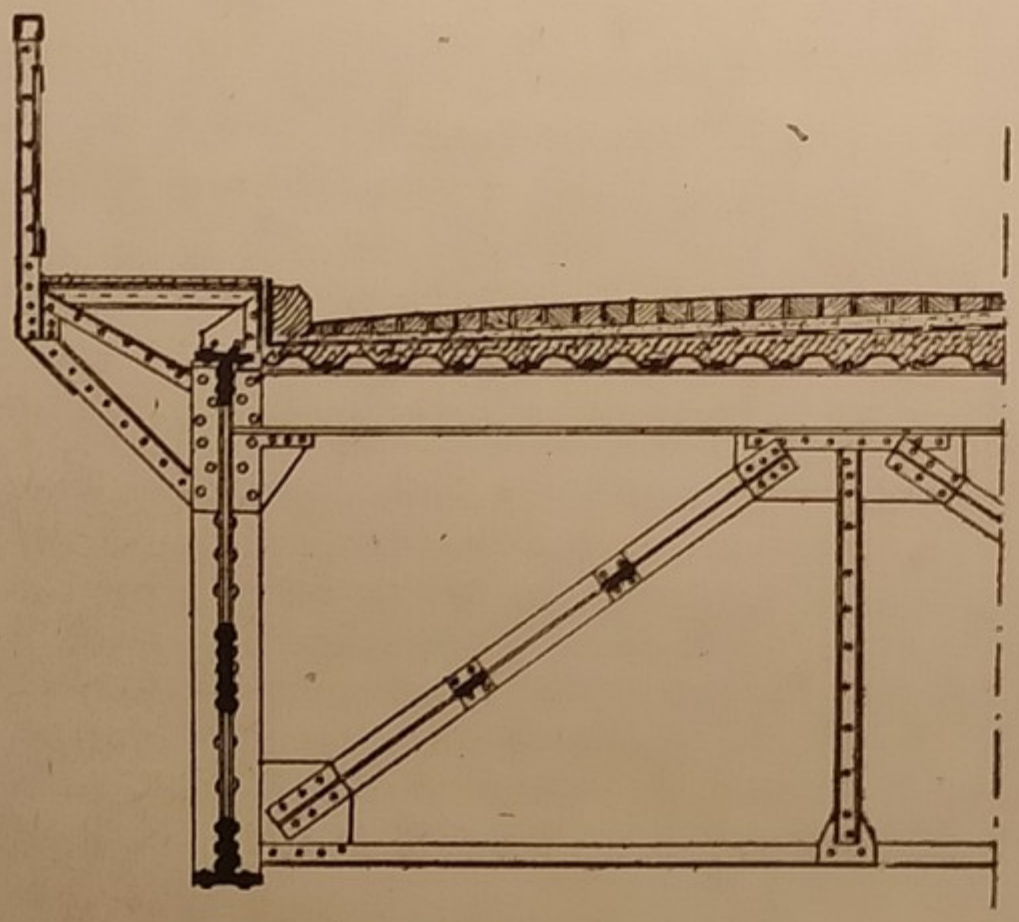


Fig. 169. — ½ sezione trasversale di un ponte in ferro per strada ordinaria, con impalcatura di ferri Zorès.

Cenni sulla struttura dei ponti stradali in ferro. — *a*) ORDITURA MINUTA. — Nei piccoli ponti stradali in ferro l'orditura minuta può risultare formata da un impalcato di legno di cm. 4 ÷ 6 di spessore, disposto perpendicolarmente all'asse longitudinale del ponte. Nei ponti di maggiore importanza la pavimentazione può risultare formata da un sottofondo di calcestruzzo magro sostenuto da ferri zorès e da un lastricato, oppure da blocchetti di legno posati su uno strato di sabbia di cm. 3 ÷ 5 (vedi fig. 169). Qualche volta in luogo del lastricato o dei blocchetti in legno si può avere la massicciata ordinaria.

b) TRAVI SECONDARIE. — Le travi secondarie comprendono le *longarine* e le *traverse*, che sono preferibilmente del tipo semplice a doppio T. Se le travi laminate a doppio T non hanno la sezione sufficiente per resistere agli sforzi a cui sono sottoposte, si ricorrerà alle *travi composte a parete piena* aventi un'altezza eguale ad 1/6 ÷ 1/7 della luce della stessa trave.

Per una larghezza di ponte di m. 8 ÷ 10 le traverse avranno le pareti a *traliccio* che conferirà minor peso a tutta la traversa e l'esporrà meno all'azione diretta del vento.

c) TRAVI PRINCIPALI. — Si cercherà di utilizzare le travi laminate, sinchè lo consentano i carichi. Per luci sino a m. 20 ~ le travi avranno la parete piena.

Queste hanno il vantaggio di essere di facile esecuzione e di offrire minor campo all'azione della ruggine; però sono rumorose e nei ponti a via inferiore ostacolano la libera visuale. Per luci maggiori si utilizzano le travi a traliccio, formate di ferri laminati disposti secondo una data inclinazione, che prendono nome di *aste di parete* e precisamente si chiamano *montanti* se le aste sono verticali e *diagonali* o *saette* se risultano inclinate. Se le aste di parete vanno dalla briglia superiore a quella inferiore della trave senza incrociarsi, si ha un *traliccio semplice*, mentre se esse s'incrociano in uno o più punti si ha un *traliccio multiplo*.

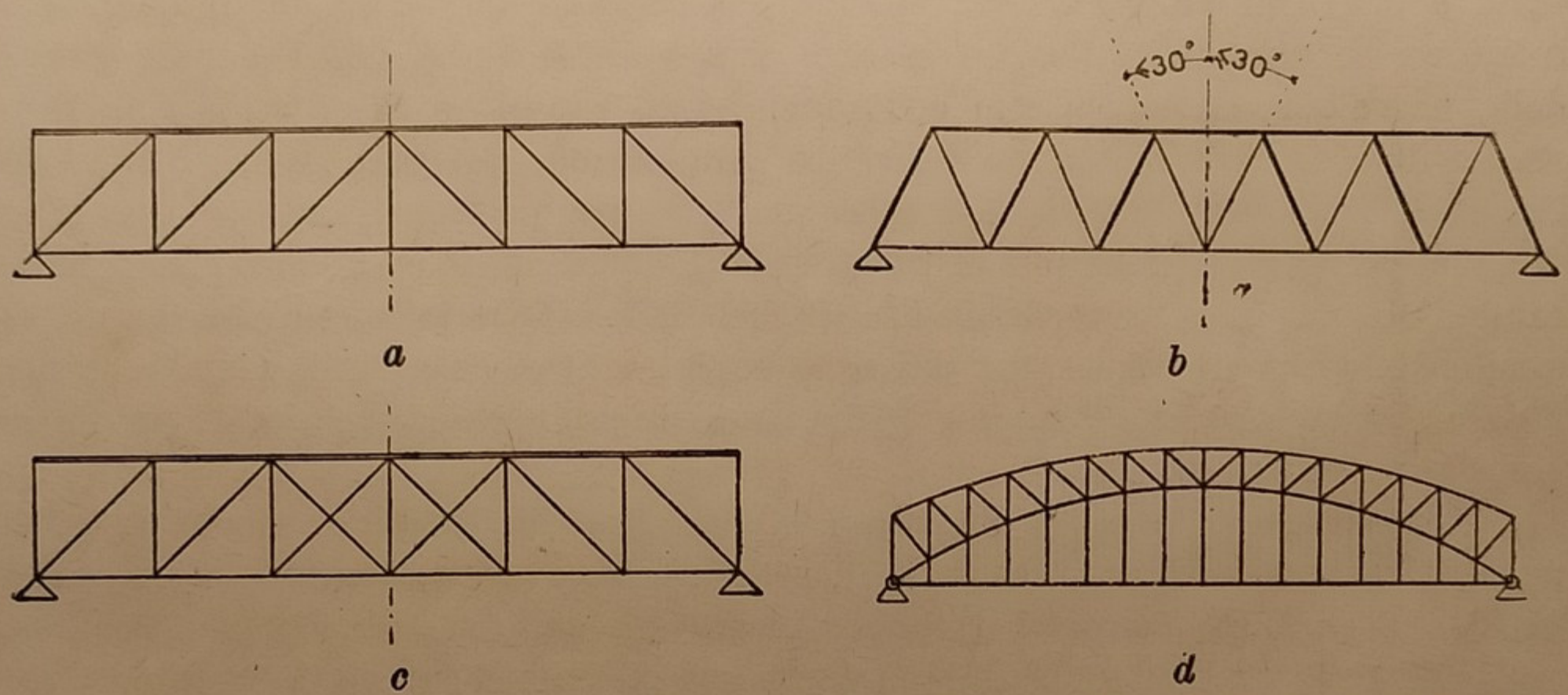


Fig. 170. — *a*, Trave *Howe* (traliccio dissimmetrico); *b*, trave *Warren* o *Neville* (traliccio simmetrico), *c*, trave *Mohnié*; *d*, arco a due cerniere con *spinta eliminata*.

Secondo la disposizione delle aste di parete, le travi a traliccio assumono diverse denominazioni. Le più conosciute nelle applicazioni sono: la trave *Howe* (traliccio dissimmetrico) (vedi fig. 170 *a*), la trave *Warren* (traliccio simmetrico) (vedi fig. 170 *b*) alle cui aste di parete si assegna un'inclinazione massima di 30° rispetto alla verticale, per cui la distanza fra i nodi non supera l'altezza della trave; la trave *Mohnié* (vedi fig. 170 *c*), la trave *parabolica* cioè a contorno superiore (e talvolta inferiore) inscritto in un arco di parabola di 2° grado, che presenta il vantaggio di non risentire sollecitazioni nelle aste di parete sotto l'azione di un carico uniformemente ripartito sul contorno inferiore. Però l'angolo acuto che formano le aste estreme con l'orizzontale rende difficili gli attacchi dei traversi. Si può rimediare a questo inconveniente ricorrendo ad una trave nella quale il contorno superiore parabolico ed inferiore rettilineo sono collegati agli estremi da montanti verticali. Nelle travi a traliccio, costituite, ad esempio, di *montanti* e *diagonali*, i traversi si dispongono in corrispondenza dei *nodi* della traversa onde evitare la creazione di sforzi secondari.

Le travi a contorno curvilineo o poligonale presentano in mezzeria un alto grado di resistenza alla flessione, poichè nel mezzo la trave risulta di maggiore altezza, mentre la loro minima altezza verso gli estremi (dove si suscita il massimo sforzo tagliante) i montanti, che quivi risultano compressi, non vengono caricati di punta. L'inclinazione delle briglie consente alle aste di contorno di assorbire alquanto la sollecitazione tagliante a cui sono soggette le aste di parete, specialmente in quelle zone dove si suscitano i massimi sforzi. L'altezza di queste travi in mezzeria si fa generalmente di 1/10 della rispettiva luce, come nelle travi a contorni paralleli. Per portate superiori ai m. 40 e con impalcatura inferiore, si possono utilizzare altezze maggiori di 1/10, affinchè nell'altezza della trave sia contenuta una controventatura superiore che aumenta la resistenza della travata all'azione del vento. Ad esempio, per portate di m. 40 ÷ 60 l'altezza della trave si fa di 1/8 della sua luce, per portate di m. 60 ÷ 80 si fa di 1/7 e per portate maggiori di m. 80 si fa di 1/6. Si tenga presente che aumentando l'altezza della trave, diminuisce il peso delle briglie, mentre invece aumenta quello delle aste di parete, per cui se si vuole mantenere sensibilmente costante il peso di tutta la trave, il rapporto tra la sua altezza e la sua portata dovrà essere compreso fra 1/7 e 1/10.

Nei ponti a più luci si utilizzano le *travi continue* od ancor meglio le travi unite a *cerniera* (vedi vol. I, pag. 151). Se le luci sono piuttosto estese si potranno utilizzare gli *archi reticolari* od ancor meglio gli *archi a parete piena*. Poichè i ponti ad arco trasmettono obliquamente sui piedritti l'azione della loro struttura (*ponti spingenti*), si preferisce nelle moderne costruzioni utilizzare l'*arco a due cerniere con spinta eliminata* (vedi fig. 170 *d*). I ponti ad arco possono presentare due cerniere all'imposta, oppure due cerniere all'imposta ed una all'arco. Queste cerniere sono costituite da pezzi posti a contatto per mezzo di superfici cilindriche, come gli apparecchi a bilico usati negli appoggi delle travi rettilinee.

Per luci grandissime, superiori ai m. 200, si può ricorrere ai *ponti sospesi* (non usati in Italia). Questi ponti constano di un'impalcatura sostenuta a mezzo di tiranti od aste poste in un piano verticale e con le loro estremità superiori collegate a *catena*, *cavi* o *gomene* metalliche, disposte secondo una *funicolare* delle forze a cui sono soggetti. Detti cavi sorpassano delle torri costituite a *piloni* e vanno ad ormeggiarsi entro appositi massi murari costruiti alle due estremità del ponte. In generale i ponti sospesi risultano di costruzione leggera, hanno un'altezza limitata e soprattutto presentano la caratteristica che le loro membrature principali lavorano soltanto a tensione.

Cenni sulla struttura dei ponti ferroviari in ferro. — *a*) ORDITURA MINUTA. — L'orditura minuta dei ponti destinati esclusivamente al passaggio di una strada

ferrata si presenta generalmente discontinua, con armamento a longarine (vedi fig. 171) od ancor meglio a traversine. I longoni non sono posti proprio sotto le rotaie, ma risultano un po' spostati verso l'esterno. Se l'armamento è costituito di traversine (vedi fig. 172) l'interasse dei longoni si tiene maggiore di quello del binario, affinchè sia ridotta la sollecitazione a flessione del traverso e si possa invece sfruttare un po' la resistenza delle traversine.

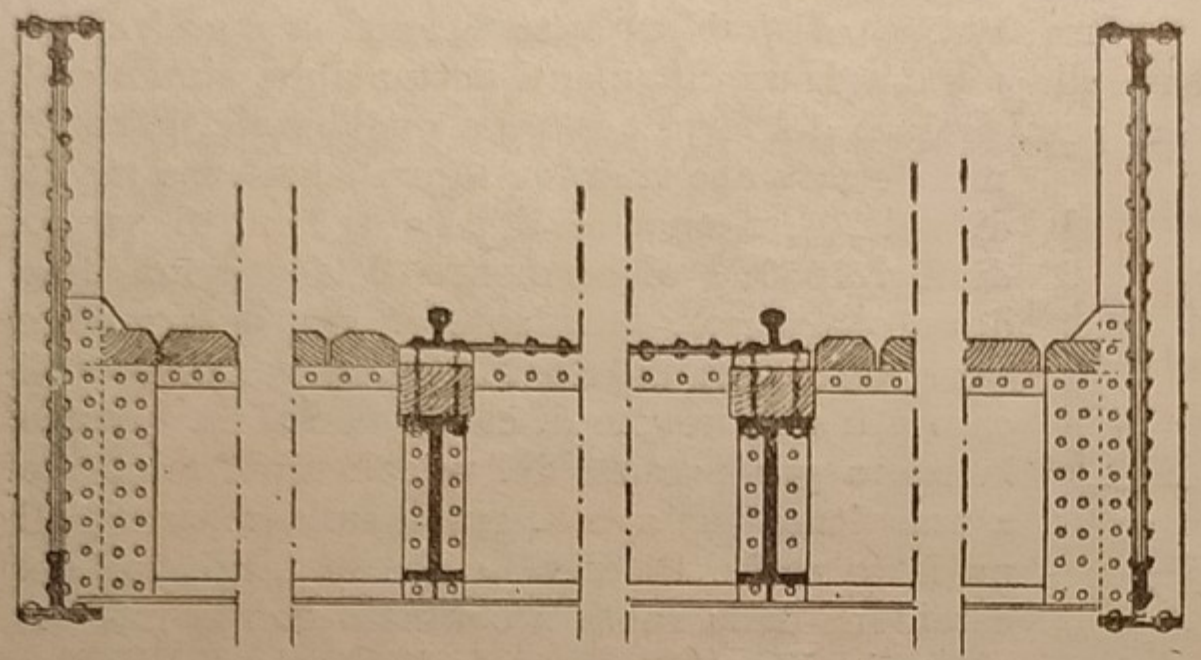


Fig. 171. — Sezione trasversale di ponte in ferro per strada ferrata, con piano stradale armato di longarine.

L'orditura minuta talvolta può risultare continua e del tutto analoga a quella dei ponti stradali in ferro, per esempio può risultare costituita di ferri zorès con sovrastante massicciata.

b) TRAVI SECONDARIE, PRINCIPALI E DI CONTROVENTO. — Per le travi secondarie e principali dei ponti ferroviari valgono gli stessi cenni che abbiamo dati sopra nel parlare dei ponti stradali in ferro.

Aggiungiamo ora che i *controventi*, cioè le strutture di collegamento delle travi maestre, che risultano formate di profilati oppure di barre piatte e che corrono da un nodo all'altro delle travi principali, possono essere *orizzontali* o *verticali*, secondochè le barre che li compongono si trovano in piani orizzontali o verticali (vedi fig. 173). Quando il piano stradale si trova in alto rispetto alla ossatura portante, si ha il sistema più complesso di controventatura.

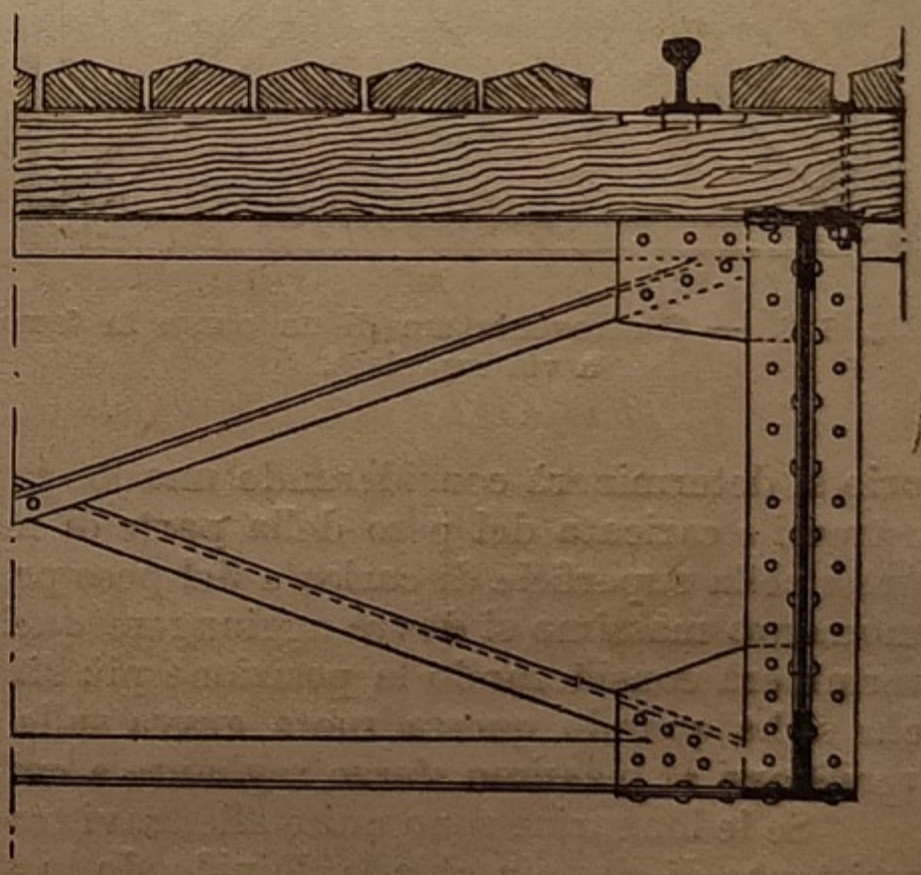


Fig. 172. — ½ sezione trasversale di ponte in ferro per strada ferrata. Il piano stradale è armato di traversine.

Cenni sulla calcolazione dei ponti in ferro. — Definita la struttura del ponte metallico, sarà utile disegnare uno schema della pianta di questo con le indicazioni degli assi delle travi principali e secondarie, compresi eventualmente quelli dei ferri zorès sostenenti la massicciata. S'indicheranno le lunghezze delle singole travi e le distanze degli assi di queste.

Per procedere alla calcolazione delle sezioni di ciascuna trave dovremo fissare anzitutto il carico accidentale massimo che dovrà sopportare con tutta sicurezza il ponte, che si stabi-

lisce, come già sappiamo (vedi pag. 221) secondo l'importanza della strada, e preventivare a mezzo di formule empiriche il peso proprio del ponte a metro lineare o a metro quadrato, oppure il peso proprio approssimato di ciascun elemento di cui devesi calcolare la sezione. Ad esempio, se il ponte ha l'orditura minuta formata di *ferri zorès* sostenenti la massicciata, si determinerà la sezione di questi in base alla somma di due momenti flettenti massimi e cioè del momento flettente massimo dovuto al peso proprio del ferro zorès e a quello della parte di massicciata che vi grava sopra (di altezza media di cm. 20), ritenendo il peso di 1 m³ di questa di Kg. 1650; e al momento flettente massimo dovuto al carico accidentale. Per determinare quest'ultimo momento bisognerà considerare il caso più sfavorevole di carico che si ha quando la ruota più pesante del veicolo tipo, ammesso a transitare sul ponte, grava sulla mezzeria di un ferro zorès. Ritenendo che la larghezza del cerchione della ruota a contatto con la massicciata sia di cm. 10, secondo la regola di Winkler (vedi pag. 216), il carico trasmesso dalla massicciata si ripartirà sopra un'area quadrata di orditura minuta (ferri zorès) avente il lato di cm. $10 + 2 \times 20 =$ cm. 50 (avendo considerato uno spessore medio di cm. 20 di massicciata). Determinata così l'estensione del carico sulla parte centrale di un ferro zorès, si considererà questo come una trave semplicemente appoggiata ai due estremi e cioè su due travi longitudinali contigue, calcolando il massimo momento flettente con procedimento che già conosciamo (vedi, come esempio, l'esercizio a pag. 181 del vol. I).

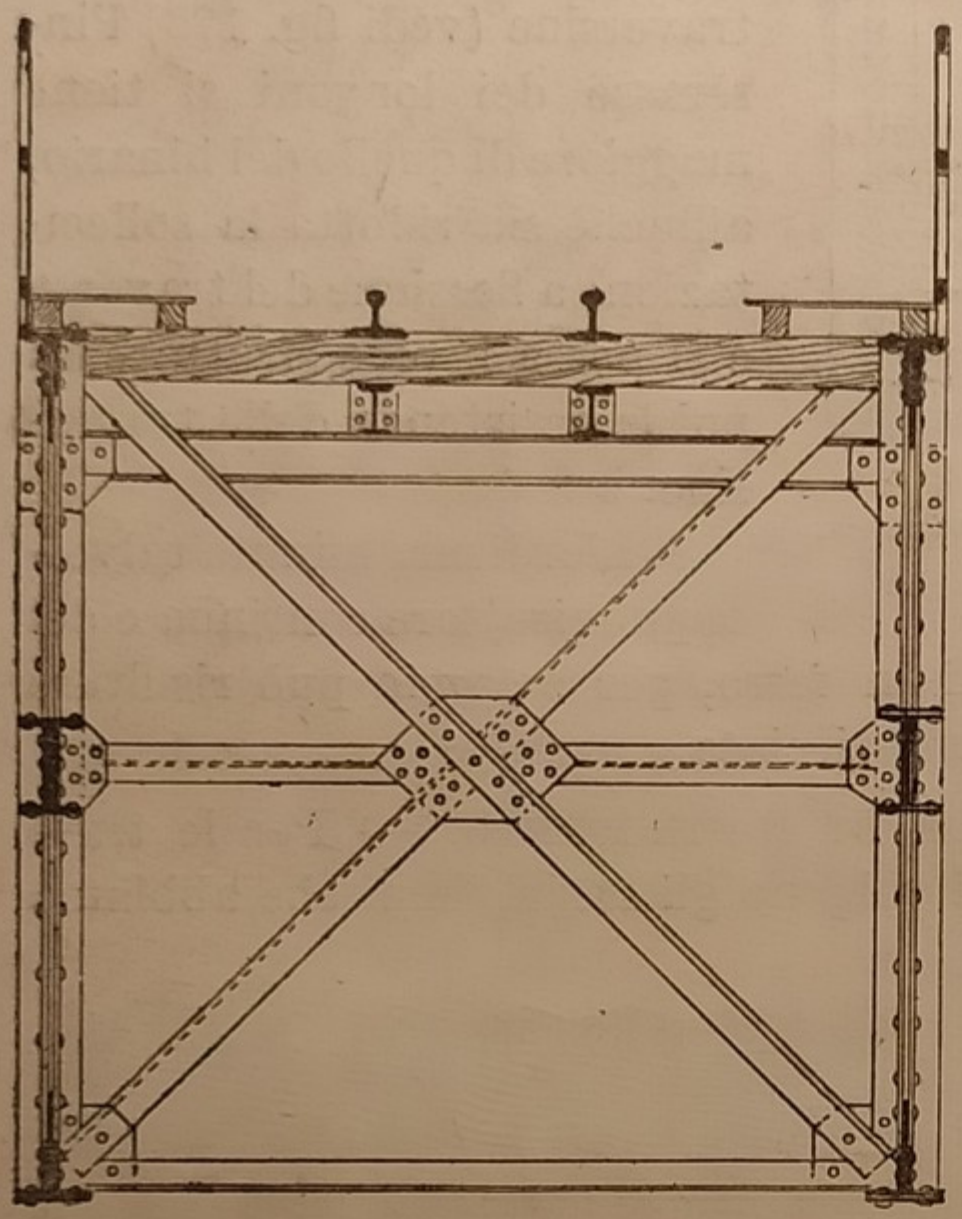


Fig. 173. — Controventatura di un ponte in ferro a via superiore.

Passeremo poi a calcolare la sezione delle *longarine* sostenenti i ferri zorès, determinando anzitutto la superficie di carico di una delle longarine centrali che sono le più cimentate. Il momento flettente massimo dovuto al peso proprio si determinerà considerando una longarina come una trave semplicemente appoggiata agli estremi e caricata del peso della parte di massicciata sovrastante, del peso dei ferri zorès compresi nella superficie di carico e del peso proprio, approssimato, della longarina stessa. A questo momento massimo si dovrà aggiungere quello dovuto al carico accidentale. Quest'ultimo si determinerà considerando la posizione più sfavorevole della più pesante ruota del veicolo tipo che si ha quando questa ruota grava sulla mezzeria della longarina. La longarina dovrà poi verificarsi al massimo sforzo tagliante a cui è sottoposta (vedi vol. I, esercizio pag. 218).

Se le longarine sono unite alle travi trasversali con chiodatura, si dovrà calcolare la sezione resistente di ciascun chiodo. Dividendo lo sforzo di taglio massimo sopportato dalla longarina per la resistenza massima al taglio di ciascun chiodo (che è espressa dal prodotto del carico di sicurezza al taglio del ferro per l'area della sezione trasversale del gambo del chiodo), si otterrà il numero dei chiodi occorrenti per resistere all'azione tagliante massima. I chiodi si porranno ad un'opportuna distanza da centro a centro (nella usuale chiodatura, non minore di tre volte il loro diametro).

Se il ponte presenta i due marciapiedi, si calcoleranno le sezioni delle loro travi portanti in base al momento flettente massimo dovuto al peso proprio del marciapiede ($\sim$ Kg. 350/m²) e al carico accidentale rappresentato da una folla compatta di persone, in ragione di Kg. 400/m².

I *traversi* si considerano semplicemente appoggiati agli estremi. Si determina per essi il massimo momento flettente dovuto al peso proprio di un traverso; quindi, in base alle pressioni trasmesse sul traverso dalle sovrastanti travi, si calcolano le reazioni sugli appoggi per passare poi a determinare la sezione più cimentata al momento flettente. Per determinare il massimo momento flettente dovuto al carico accidentale, facciamo l'ipotesi più semplice che la larghezza del ponte consenta il passaggio di una sola fila di veicoli più pesanti. La posizione più sfavorevole si ha quando *la mezzeria del traverso divide in due parti eguali la distanza fra la verticale baricentrica dei due pesi rappresentati dalle pressioni delle due ruote più pesanti del veicolo, e la ruota più vicina alla mezzeria stessa. Il momento flettente massimo si verifica nella sezione del traverso corrispondente alla ruota più vicina alla mezzeria.* A questo momento flettente massimo si dovrà aggiungere quello dovuto ad una folla compatta di persone gravante sui due tratti di banchine portati dal traverso (si trascurerà la piccola striscia di piattaforma stradale compresa tra il veicolo ed il marciapiede più vicino).

Il traverso così calcolato dovrà poi verificarsi al taglio. Il massimo sforzo tagliante (massima reazione di uno dei due appoggi del traverso), dovuto al carico mobile, si ha quando sul traverso stesso gravano le due ruote più pesanti del veicolo ed una di queste ruote si trova vicinissima ad una estremità del traverso.

Il calcolo delle *travi principali a sezione piena* non presenta difficoltà che abbisognino di chiarimenti particolareggiati. Per le *travi principali a traliccio* si seguirà il metodo semplice di *sostituire ai carichi concentrati mobili*, che gravano su una di queste travi, *un carico uniformemente ripartito che generi un momento flettente massimo eguale a quello massimo prodotto dai carichi concentrati reali.* Se la larghezza del ponte contiene una sola fila di veicoli, si supporrà questa fila portata da una sola *trave ideale situata sull'asse del ponte*, sopra la quale gravano i carichi concentrati rappresentati dalle ruote dei veicoli.

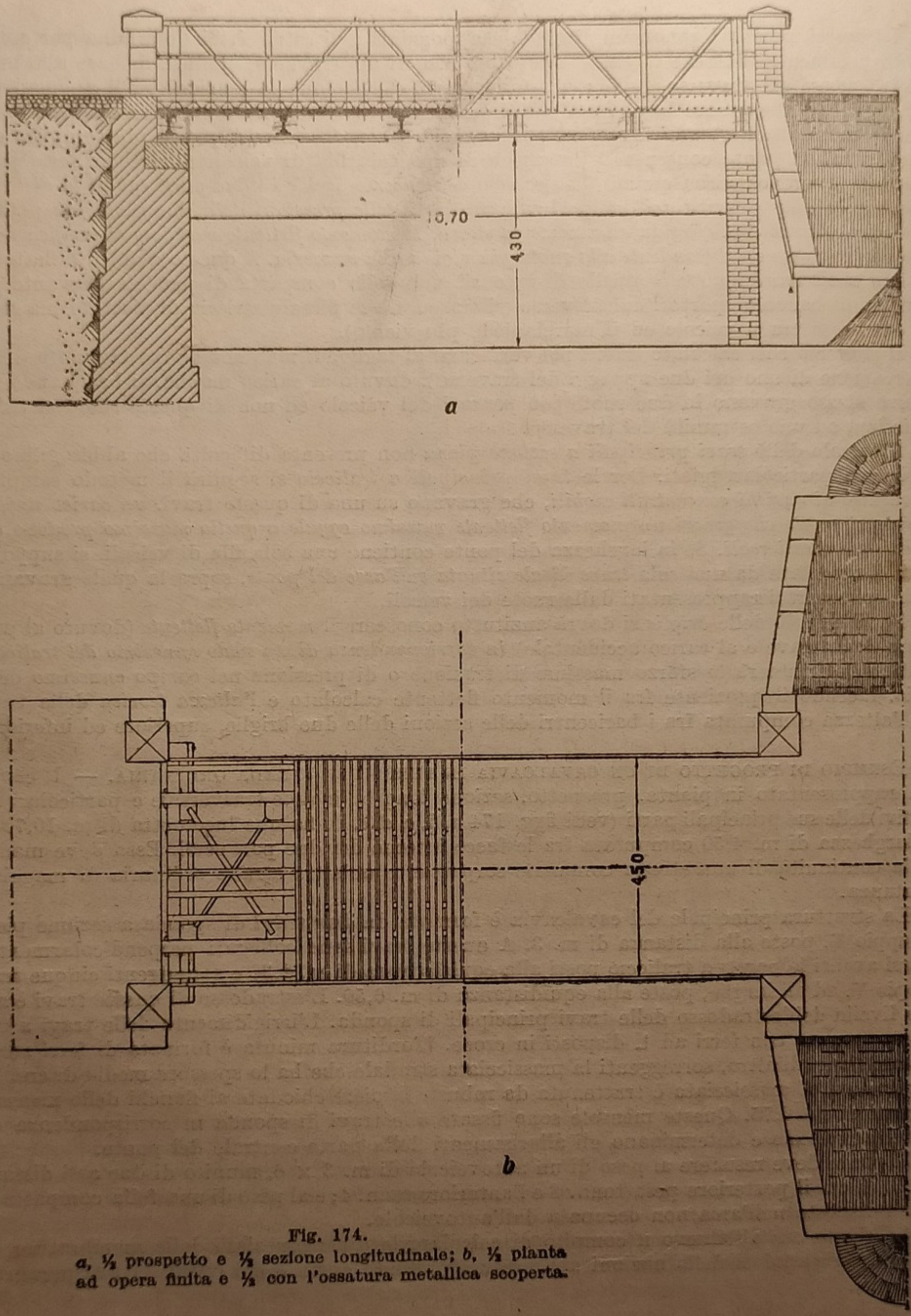
Per il calcolo delle *briglie* si dovrà anzitutto conoscere il *momento flettente* (dovuto al peso proprio della trave e al carico accidentale) *in corrispondenza di un nodo ennesimo del traliccio*, quindi si determinerà lo sforzo massimo di trazione o di pressione nel *campo ennesimo* della briglia, facendo il quoziente fra il momento flettente calcolato e l'*altezza teorica* della trave (cioè l'altezza computata fra i baricentri delle sezioni delle due briglie, superiore ed inferiore).

ESEMPIO DI PROGETTO DI UN CAVALCAVIA IN FERRO PER STRADA ORDINARIA. — Il cavalcavia rappresentato in pianta, prospetto, sezione longitudinale e trasversale e particolari costruttivi delle sue principali parti (vedi figg. 174 *a*, *b*, *c*, *d*, *e*, *f*), ha una luce netta di m. 10,70 ed una larghezza di m. 4,50 computata fra le facce interne dei due parapetti. Esso deve mantenere la continuità di una strada comunale sorpassante un'altra strada ordinaria di maggiore importanza.

La struttura principale del cavalcavia è formata da due travi di sponda a sezione piena e a doppio T, poste alla distanza di m. 3. A queste travi sono collegati perpendicolarmente i traversi aventi le pareti a traliccio posti alla equidistanza di m. 2,30 e sorreggenti cinque travi a doppio T, ad ali larghe, poste alla equidistanza di m. 0,50. L'estradosso di queste travi è allo stesso livello dell'estradosso delle travi principali di sponda. L'irrigidimento delle travi a traliccio è ottenuto con ferri ad L disposti in croce. L'orditura minuta è formata di ferri zorès, accostati l'uno all'altro, sorreggenti la massicciata stradale che ha lo spessore medio di cm. 20. Lateralmente la massicciata è trattenuta da robuste lamiere chiodate ai fianchi delle mensole, sporgenti di m. 0,75. Queste mensole sono fissate alle travi di sponda in corrispondenza dei traversi a traliccio e determinano gli allargamenti della parte centrale del ponte.

Il ponte deve resistere al peso di un autoveicolo di m. 3 × 6, munito di due assi distanti di m. 3, di cui il posteriore pesa tonn. 8 e l'anteriore tonn. 4; e al peso di una folla compatta di persone disposta nell'area non occupata dall'autoveicolo.

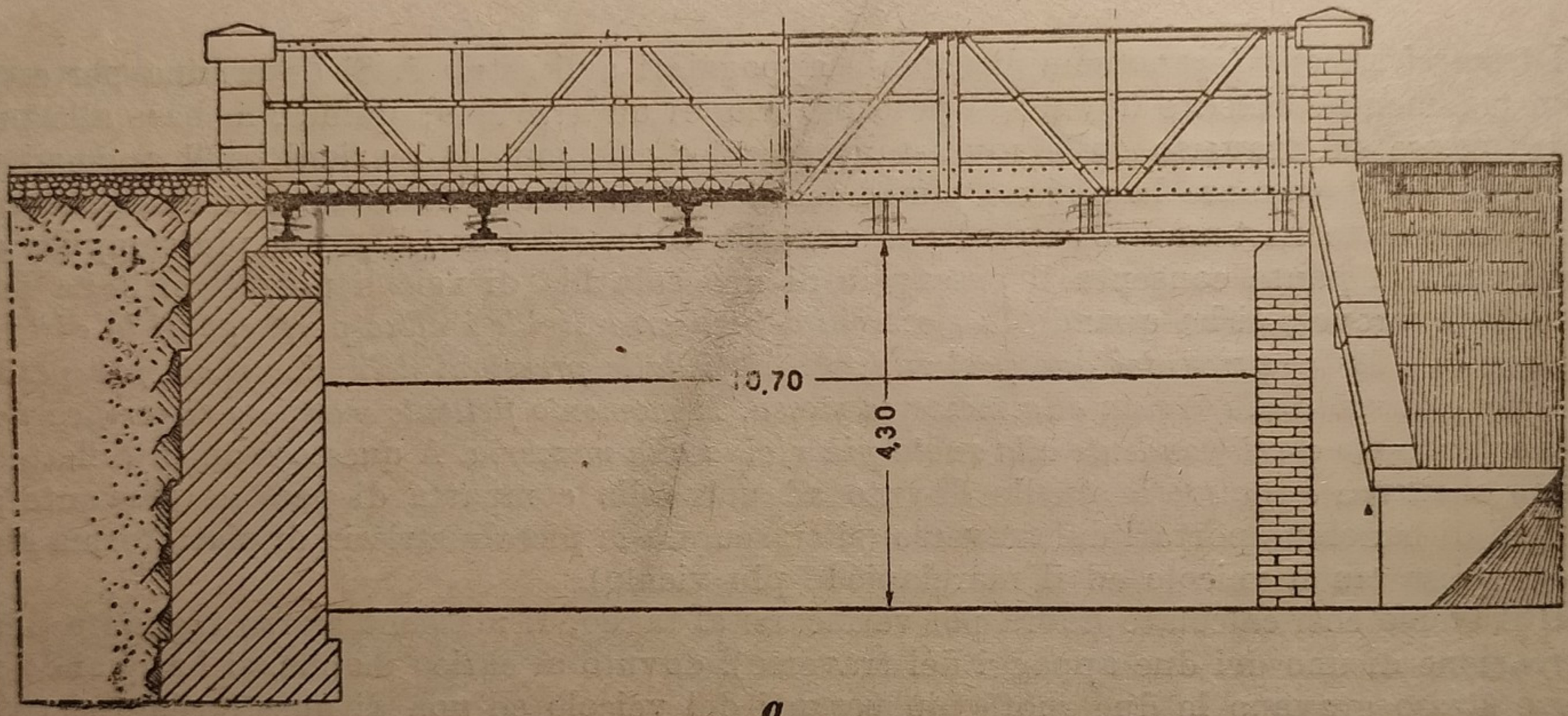
Lasciamo ora all'allievo il compito di calcolare le diverse sezioni delle membrature del cavalcavia, giovandosi delle nozioni apprese nel presente corso e dei cenni dati al paragrafo precedente.



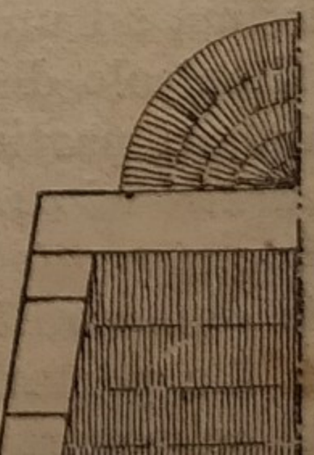
a

b

Fig. 174.
a, ½ prospetto e ½ sezione longitudinale; *b*, ½ pianta ad opera finita e ½ con l'ossatura metallica scoperta.



a



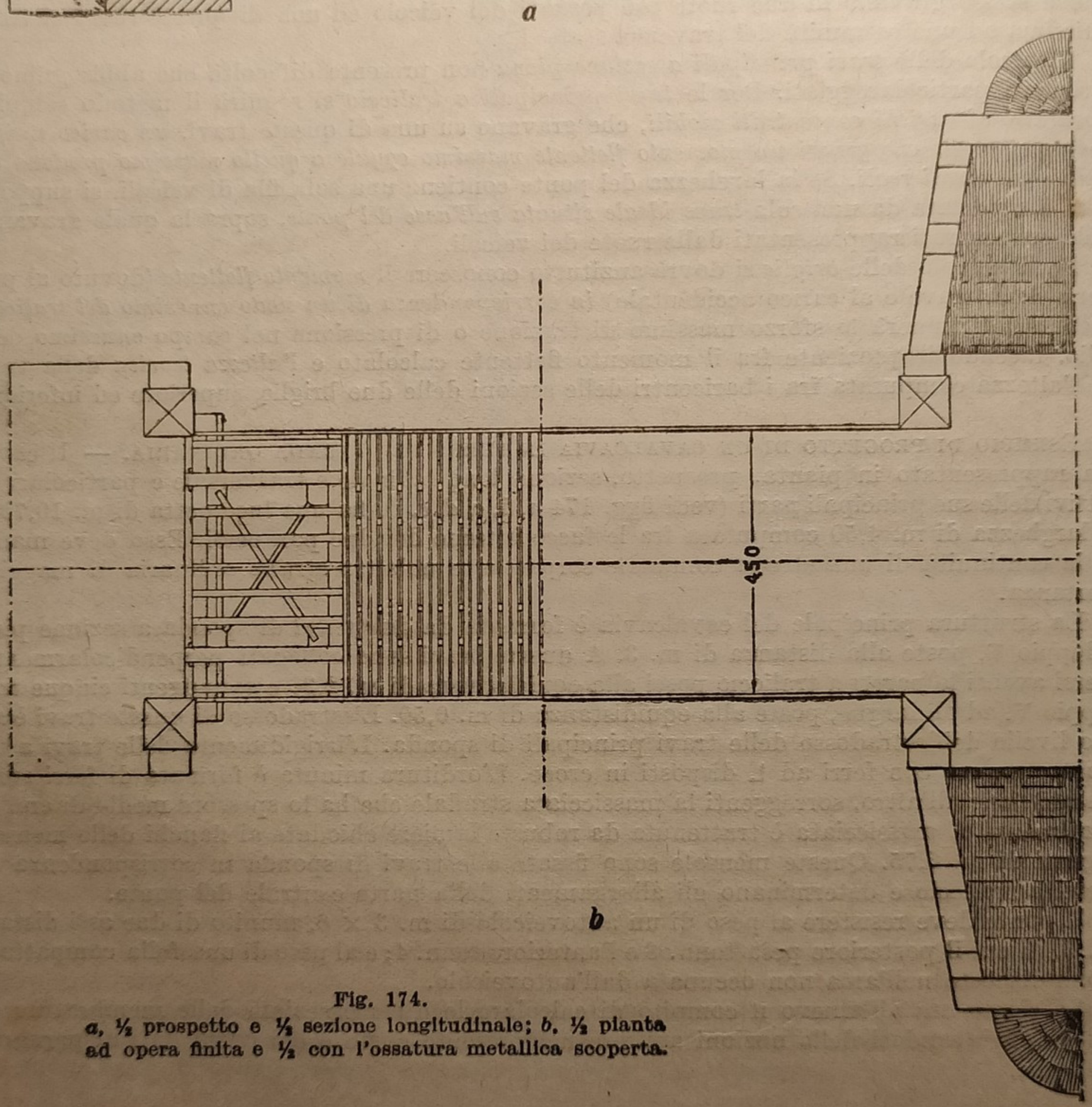
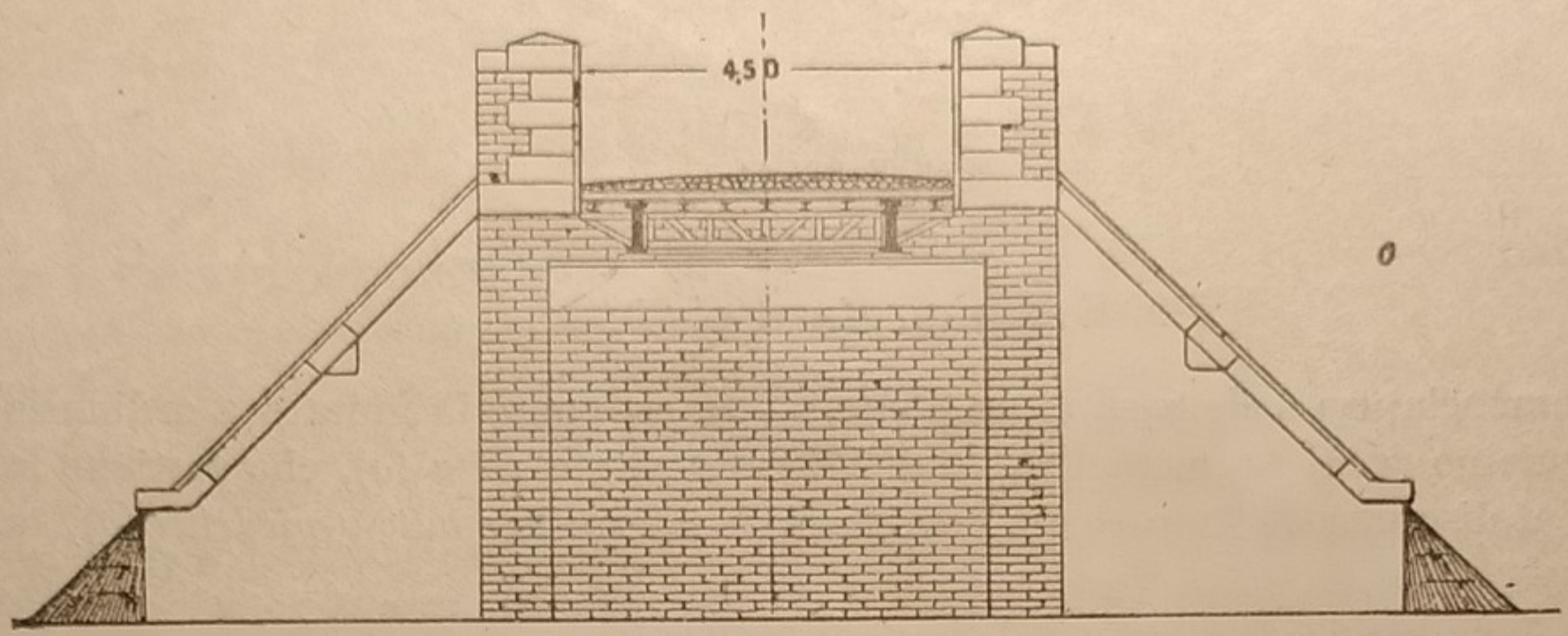
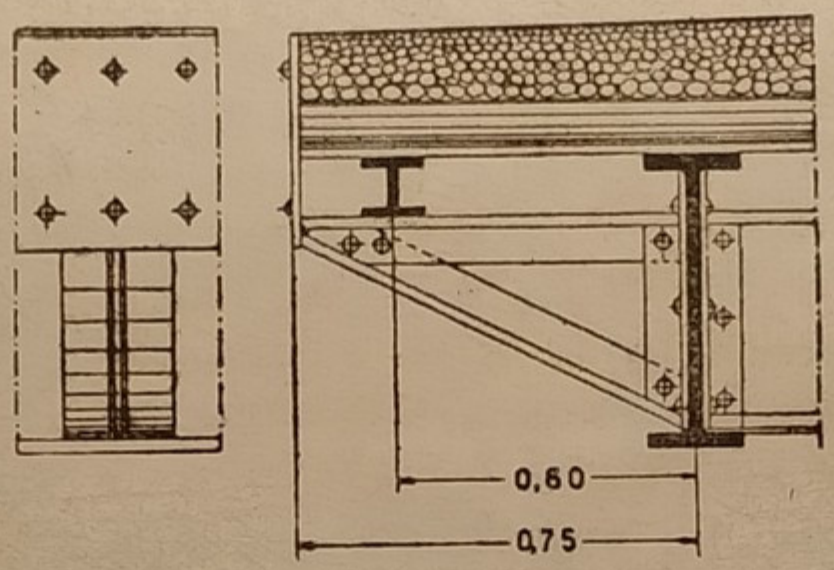
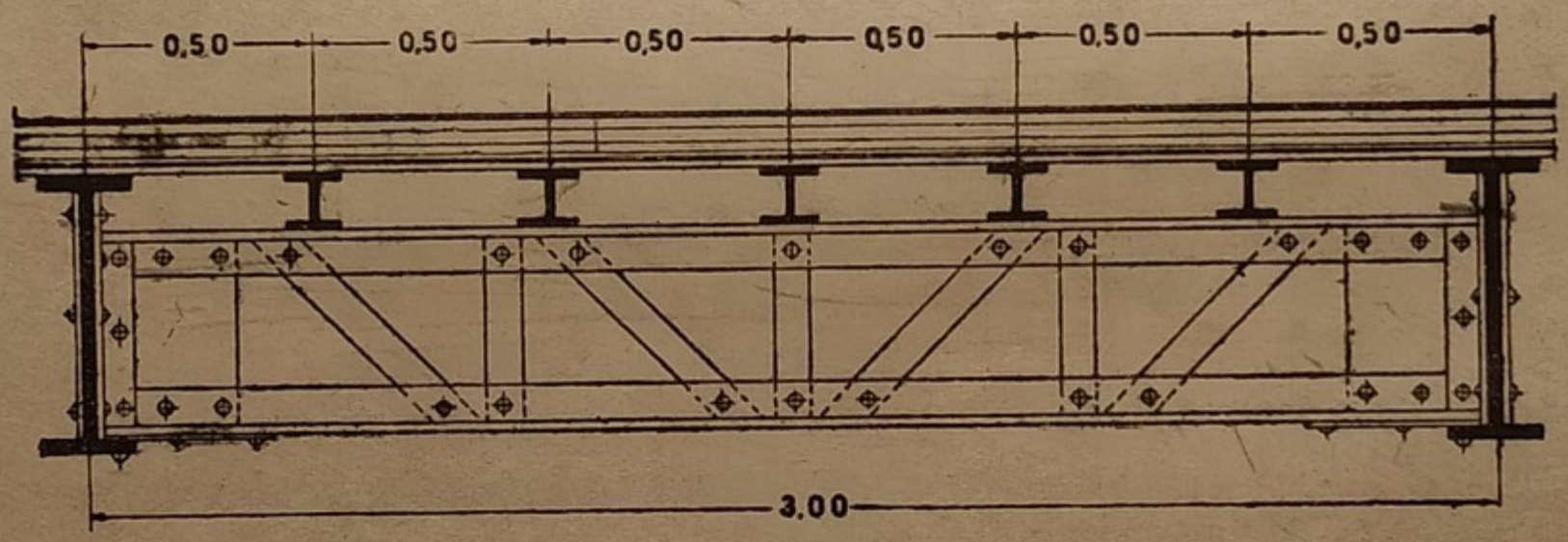


Fig. 174.
a, ½ prospetto e ½ sezione longitudinale; *b*, ½ pianta ad opera finita e ½ con l'ossatura metallica scoperta.





d



e

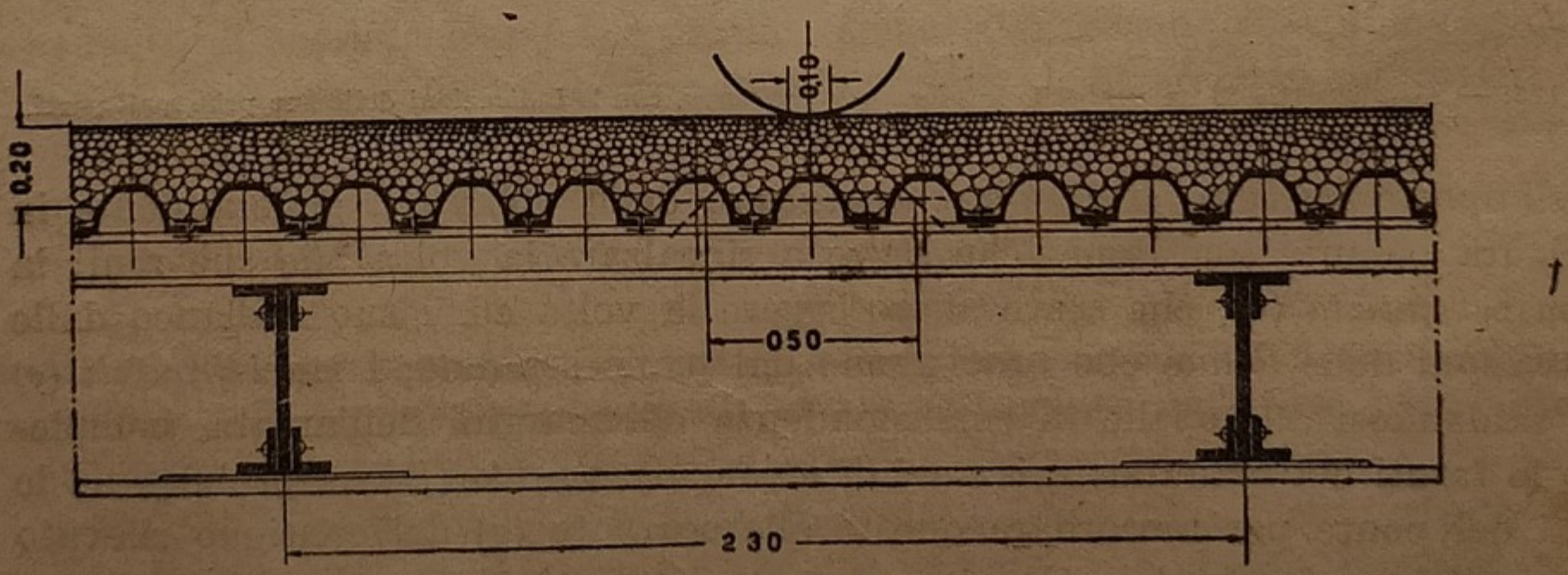
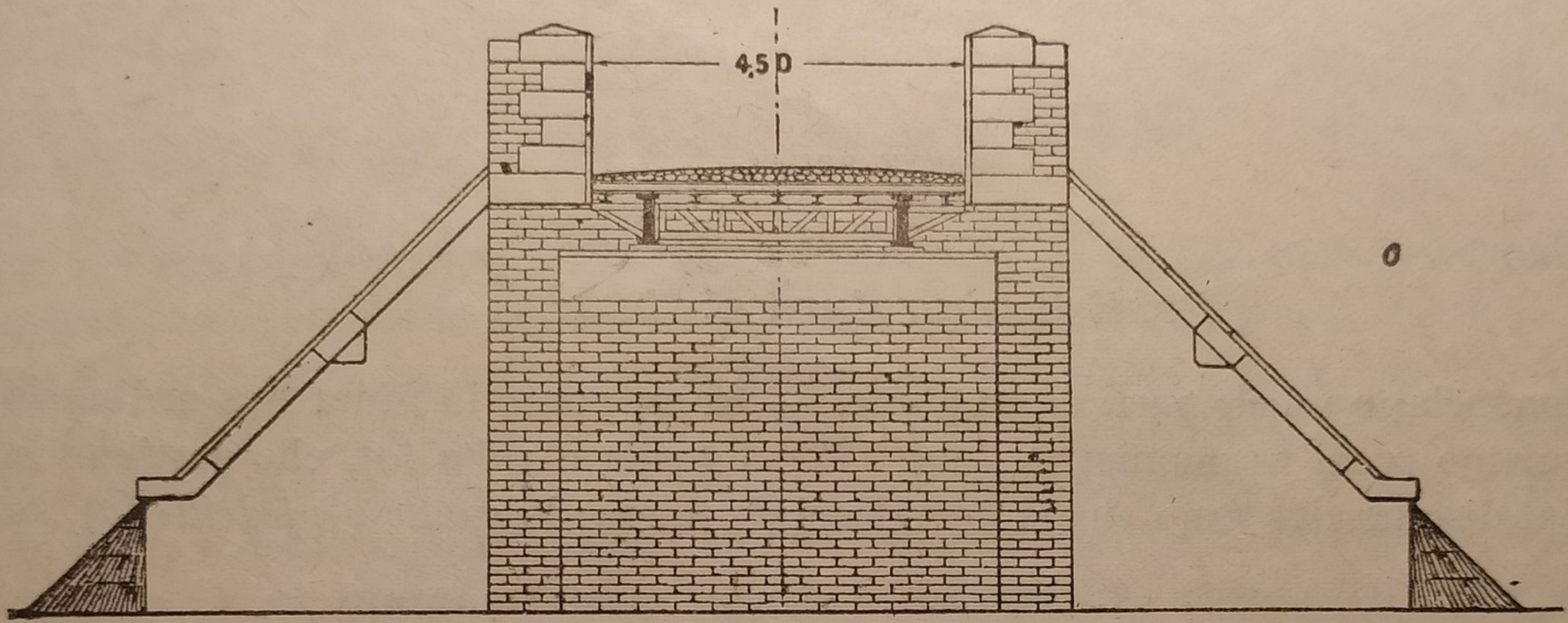
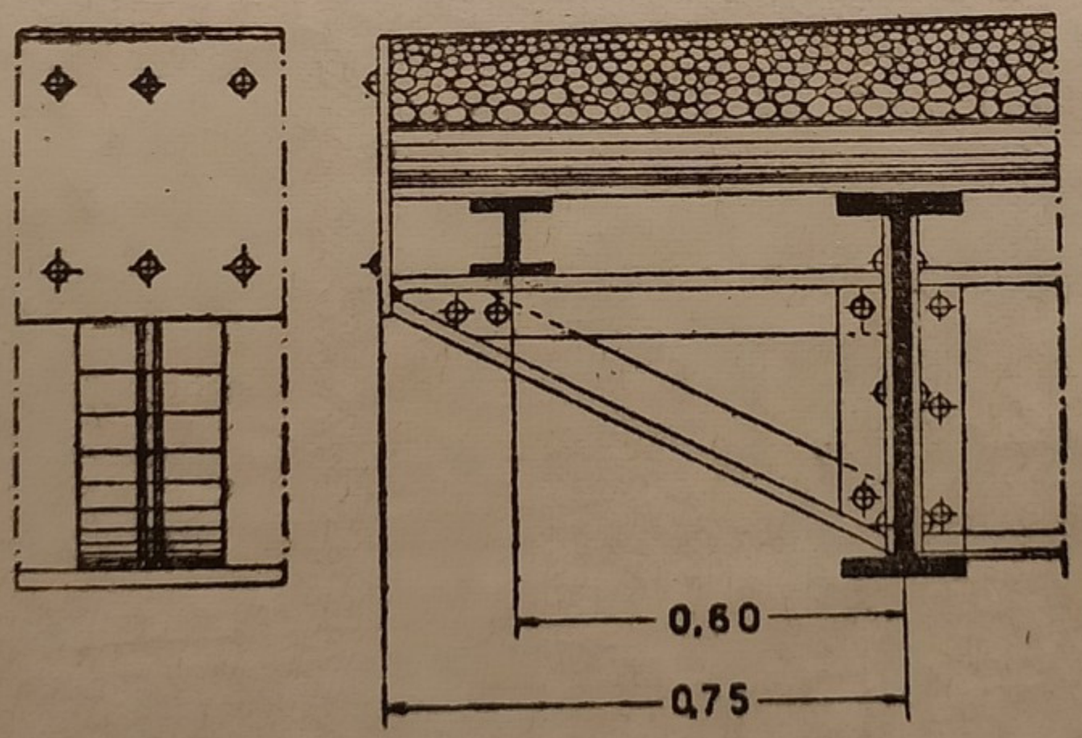


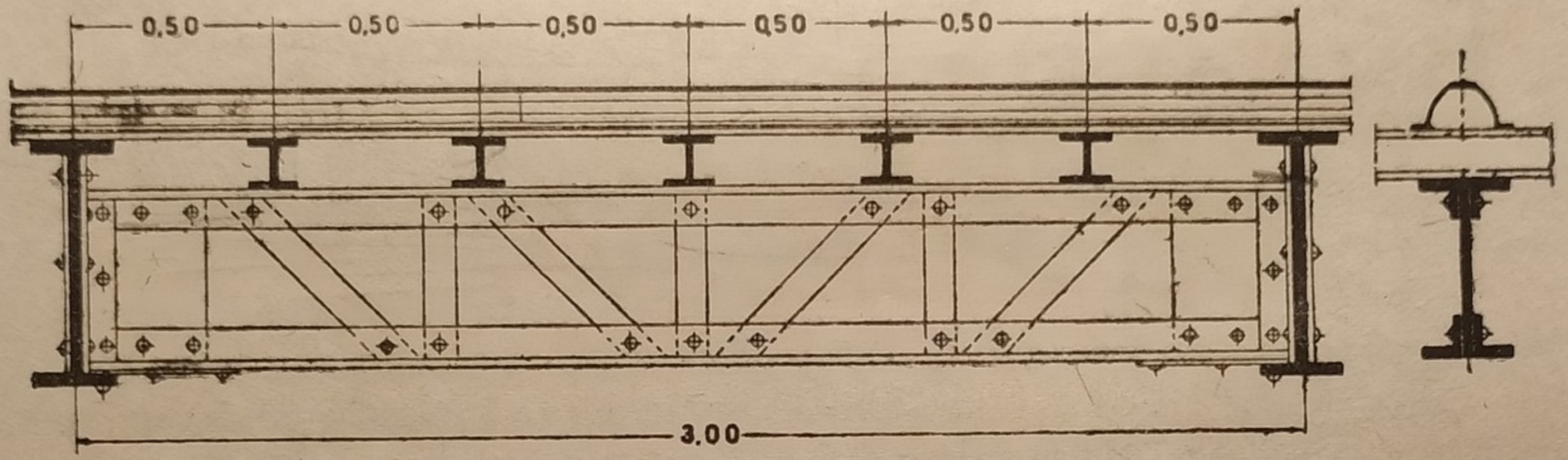
Fig. 174.

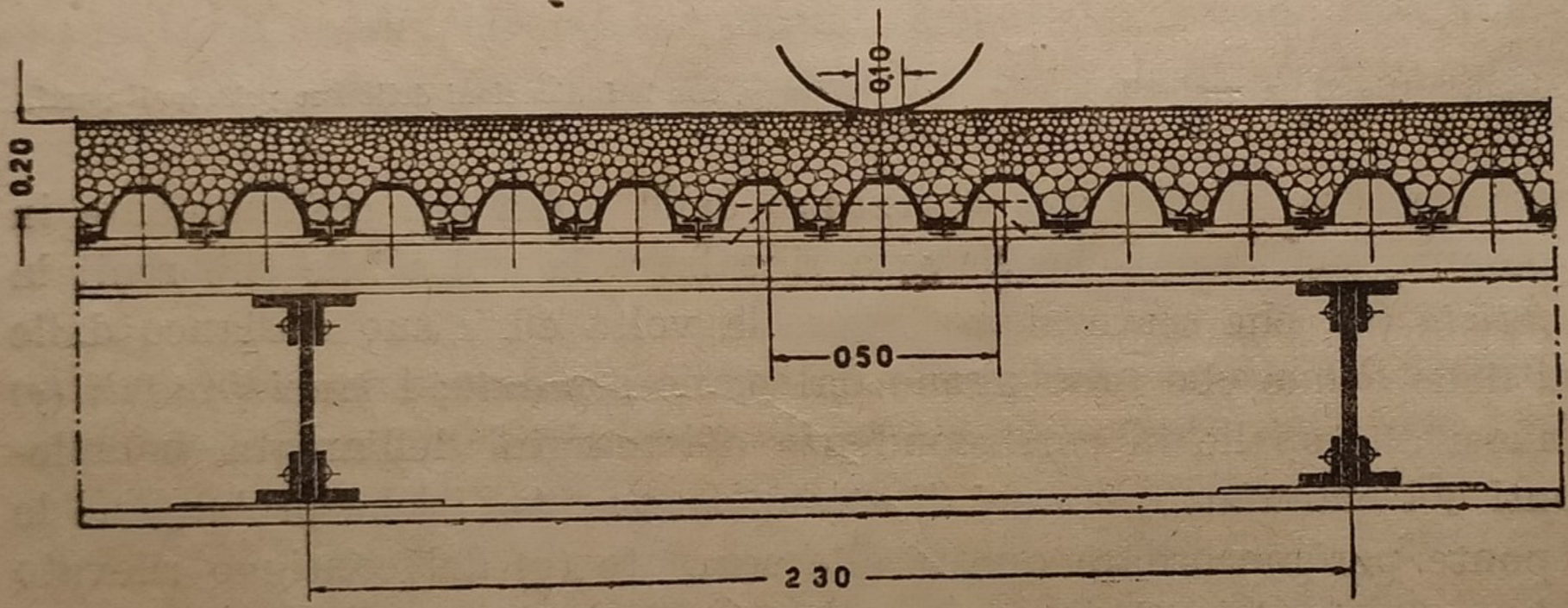
c, sezione trasversale; *d*, particolare della sezione trasversale, con prospetto della mensola per sostenere il marciapiede; *e*, particolare della sezione trasversale in corrispondenza dell'interasse delle due travi principali longitudinali (*longoni*); *f*, particolare della sezione longitudinale con i ferri Zorès sorreggenti l'inghiaiata, e indicazione della distribuzione della pressione sui ferri Zorès trasmessa dal peso di una ruota del veicolo attraverso la massicciata stradale.


4,5 D


0,60
0,75

e





f

Fig. 174.

e, sezione trasversale; *d*, particolare della sezione trasversale, con prospetto della mensola per sostenere il marciapiede; *e*, particolare della sezione trasversale in corrispondenza dell'interasse delle due travi principali longitudinali (*longoni*); *f*, particolare della sezione longitudinale con i ferri Zorès sorreggenti l'inghiaiata, e indicazione della distribuzione della pressione sui ferri Zorès trasmessa dal peso di una ruota del veicolo attraverso la massicciata stradale.

Ponti in muratura ordinaria.

Nomenclatura delle parti di un ponte. — In un ponte in muratura ordinaria distinguiamo (vedi assonometria - fig. 175): l'*arcata* o *volta* (*a*), che sostiene la strada al disopra del vano che si deve lasciare libero; le *spalle* o *piedritti* (*b*), su

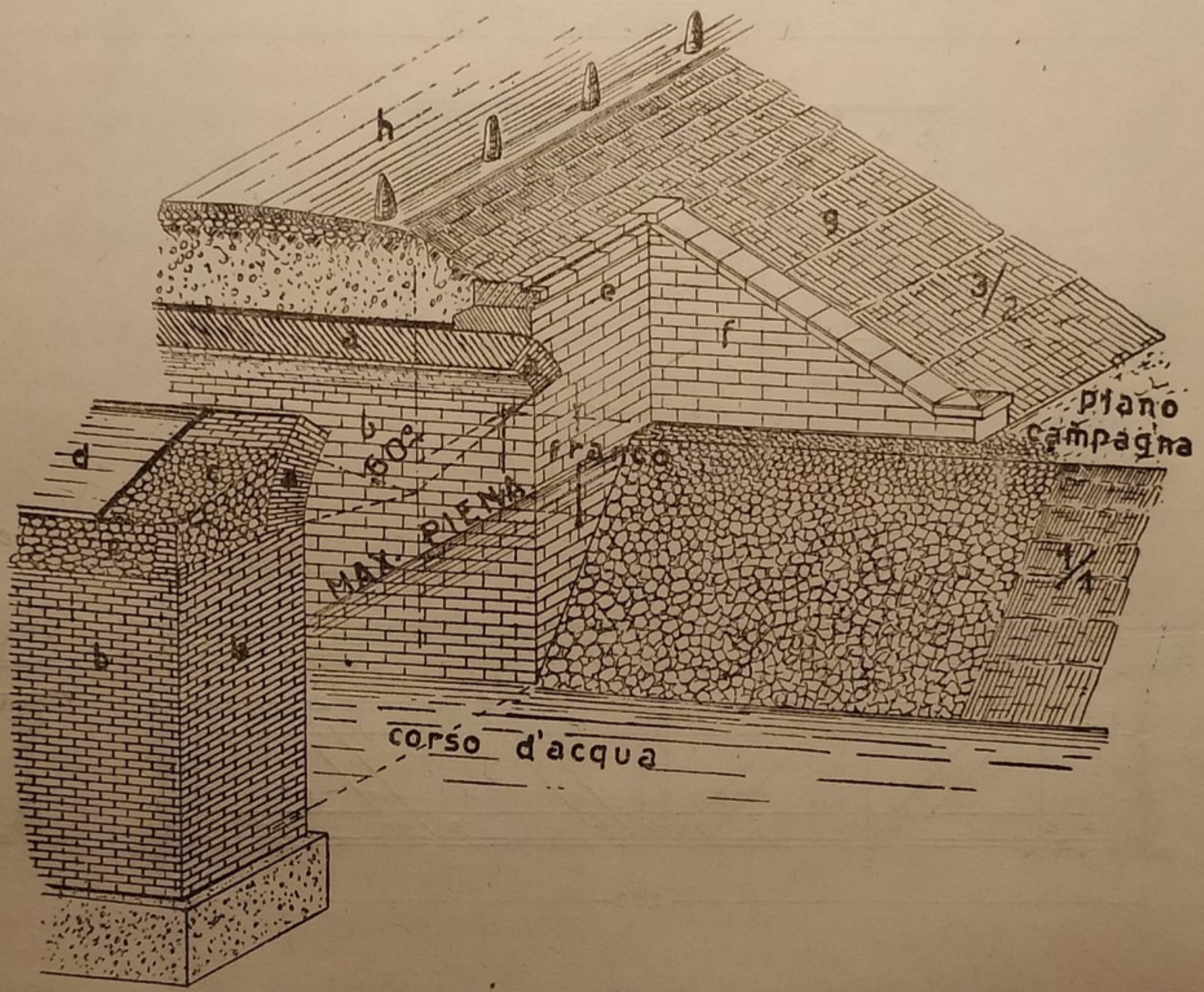


Fig. 175. — Assonometria di un *ponticello in muratura ordinaria*, con le indicazioni delle sue principali parti.

cui s'imposta l'arcata; il *rinfianco* o *rincalzo* della volta (*c*), generalmente in muratura pesante (pietrame) che serve a rincalzare la volta alle sue reni; la *cappa cementizia* (*d*), che serve a proteggere la volta ed il suo rinfianco dalle infiltrazioni delle acque che provengono dal piano stradale; i *muri frontali* (*e*) che, saldandosi alle spalle in corrispondenza dei margini dell'arcata, completano le fronti del manufatto; i *muri di accompagnamento* (*f*) che prolungano le fronti del ponte per raccordare queste alle scarpate (*g*) del contiguo rilevato in terra del corpo stradale (*h*).

strada al disopra del vano che si

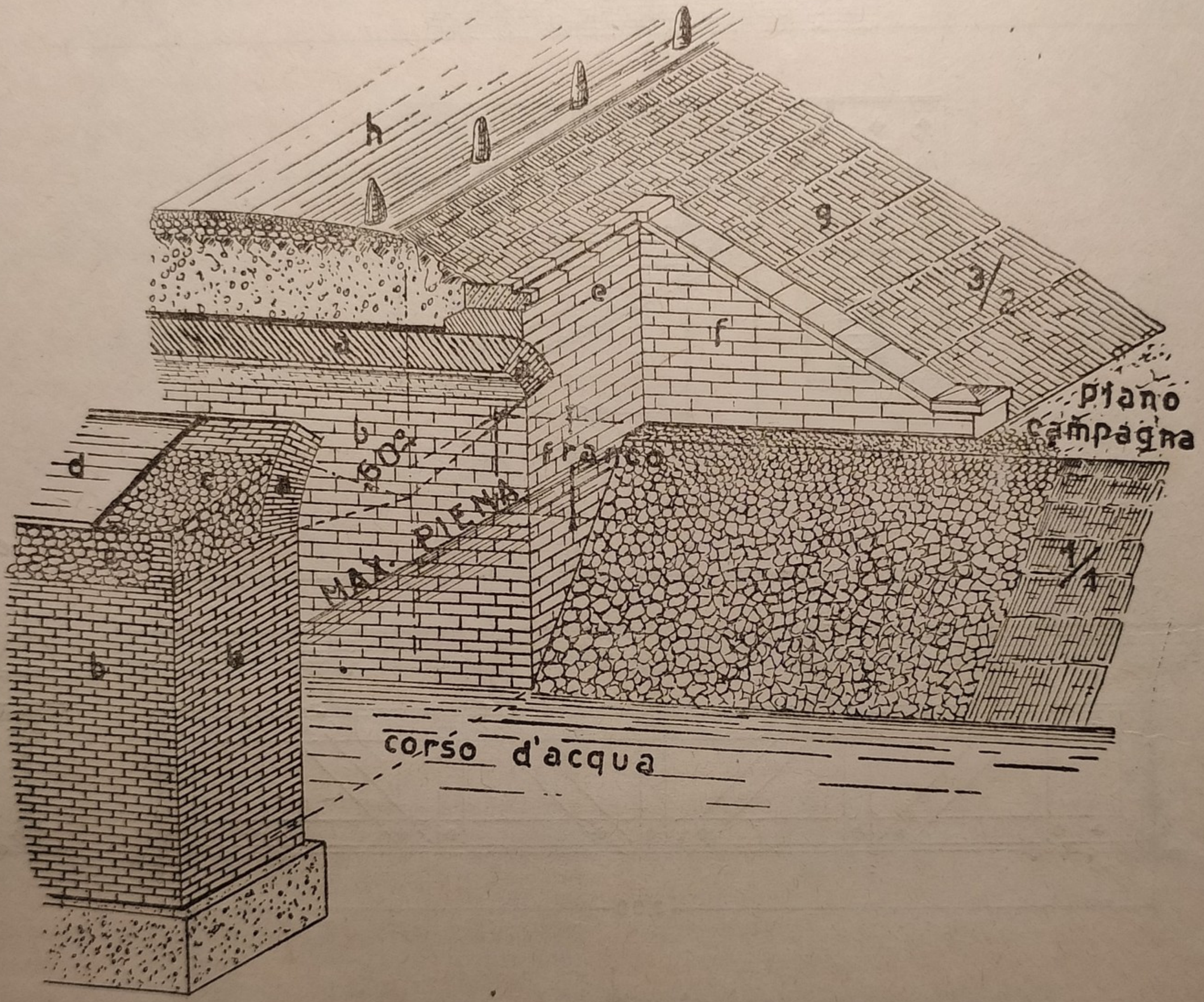


Fig. 175. — Assonometria di un *ponticello in muratura ordinaria*, con le indicazioni delle sue principali parti.

Forma geometrica dell'arcata. — Abbiamo già parlato delle principali forme geometriche dell'arco (vedi vol. I, pag. 270). Aggiungiamo qui che nella costruzione dei ponti in muratura si adotta generalmente l'arco circolare a tutto sesto o quello a sesto ribassato, poichè questi archi sono di facile tracciamento e costruzione ed offrono, oltretutto, un gradevole aspetto dovuto alla distribuzione regolare degli elementi lapidei che formano l'arco. L'imposta della volta deve trovarsi sempre al disopra del pelo di massima piena, di una prestabilita quantità detta *franco* (vedi fig. 175). Se il dislivello tra il pelo di massima piena e il piano stradale è tale da comprendere il *franco* prefissato, la *freccia dell'arco* eguale alla metà della luce (arco a tutto sesto), lo *spessore in chiave* dell'arco con la sua *cappa cementizia* e lo *spessore della massicciata stradale* di cm. 24 ÷ 30, oltre ad un po' di *riempimento di materiale asciutto*, posto fra la volta e la massicciata, si progetterà senz'altro l'arcata circolare a tutto sesto. Se invece si riscontra che il dislivello tra il pelo di massima piena ed il piano stradale non permette la costruzione dell'arco circolare a tutto sesto, si cercherà di adottare l'arco a sesto ribassato con ribassamento possibilmente maggiore di 1/4. Se si deve ricorrere ad adottare un ribassamento minore di 1/4, si preferirà costruire l'*arco policentrico*, che, come già sappiamo, presenta sempre un numero dispari di centri (3, 5, 9, ...).

Costruzione dell'arcata. — Se la volta dev'essere costruita in pietra da taglio si utilizzeranno i graniti, gli gneiss, i calcari compatti, ecc. che sono le rocce più adatte a tal genere di costruzione. È opportuno che i letti dei conci coincidano con i letti naturali di cava della roccia impiegata nella costruzione, affinchè questa risulti più resistente e duratura.

Per quanto riguarda il taglio delle pietre si tengano presenti i cenni dati a pag. 205 degli *Elementi di geometria descrittiva.*

Generalmente la volta di un ponte delle dimensioni comuni si costruisce in mattoni e calce idraulica o meglio cementizia, essendo essa di facile costruzione, resistente e durevole. Per la costruzione degli archi in mattoni a tutto spessore oppure ad anelli si tengano presenti i cenni dati a pag. 279 e seguenti del 1° volume di *Costruzioni.*

Sono pure frequentemente adottate le *arcate di getto in calcestruzzo cementizio*, di rapida costruzione, economiche, solide e durevoli. Il calcestruzzo viene disteso sul manto (opportunamente armato) allo stato pastoso, e poi viene compresso tanto nel senso perpendicolare all'intradosso quanto nel senso perpendicolare ai letti. La gettata generalmente è unica ed è eseguita a strisce larghe al massimo m. 1, disposte nel senso delle generatrici della volta. Nella gettata si procede sempre simmetricamente dalle due imposte e andando verso la chiave.

L'impasto di ogni metro cubo di calcestruzzo è formato con Kg. 300 ÷ 400 di cemento Portland a lenta presa, con m^3 0,400 ÷ 0,500 di sabbia viva e con m^3 0,800 di pietrisco proveniente da roccia sana. Questo calcestruzzo dopo 28 giorni dal suo impasto presenta una resistenza alla rottura per compressione di Kg. 200 ÷ 250/cm^2, e di Kg. 10 ÷ 15/cm^2 per tensione.

Spalle e pile. — La sezione orizzontale delle spalle è generalmente un rettangolo e qualche volta un trapezio; nei ponti obliqui essa assume la forma di un parallelogramma. Le spalle possono avere la parete interna a riseghe oppure a scarpa ed il loro spessore dev'essere tale da contrastare efficacemente la spinta trasmessa dalla volta, anche nell'ipotesi più sfavorevole che venga a mancare la controspinta del terreno.

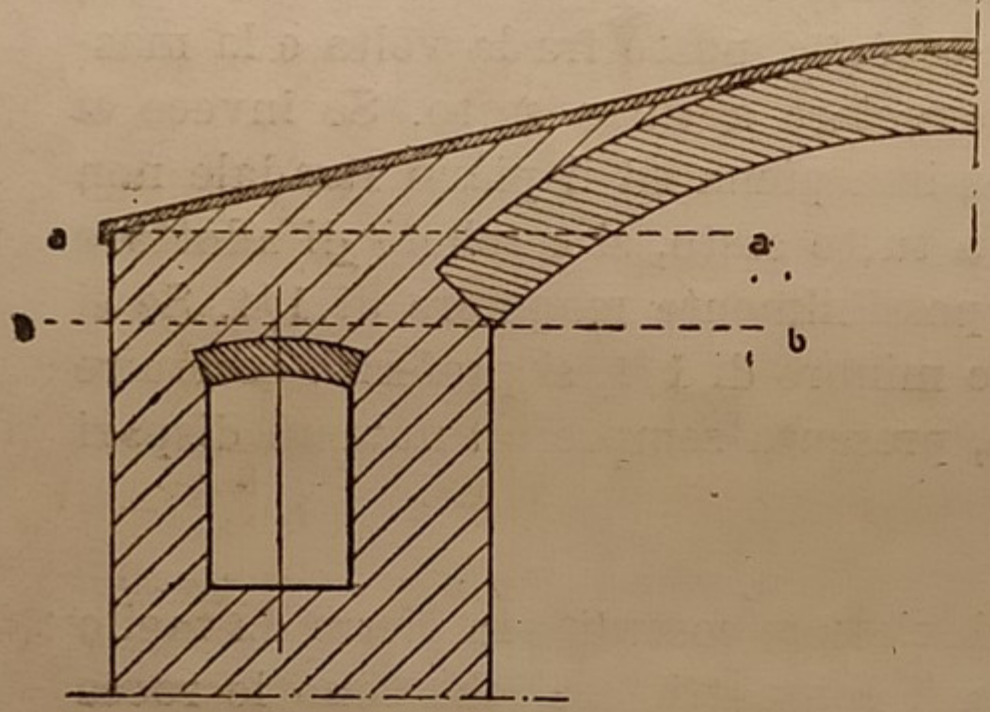


Fig. 176. — *a-a*, determinazione del rifianco; *b-b*, inizio del piano d'imposta dell'arco (al disopra dell'arco del vano praticato nella spalla).

Quando la spalla deve costruirsi di notevole spessore per sostenere un arco di luce ampia e di forte ribassamento, si può praticare nel suo interno un vano coperto da volta a sesto ribassato (vedi fig. 176). Malgrado la diminuzione del massiccio murario della spalla, l'arco che ricopre il vano praticato in questa genera un'efficace controspinta che conserverà alla spalla stessa la sua normale stabilità.

Generalmente le spalle si protendono alquanto in avanti rispetto alle scarpate laterali in terra. Qualche volta però dovendo aumentare la luce libera per esigenze di traffico (come può verificarsi nelle trincee delle strade ferrate) si possono costruire le spalle incassate nei fianchi della trincea stessa. Le spalle possono mancare totalmente in quei terreni rocciosi e solidi che sono capaci di sostenere da soli l'arcata del ponte (vedi figura di copertina).

Nei ponti a più arcate i sostegni intermedi o *pile* (vedi fig. 177 *a, b*) hanno la sezione orizzontale rettangolare e sono muniti agli estremi di due appendici o *rostri* a contorno generalmente circolare che sporgono un po' dalle fronti del ponte. I rostri situati a monte del ponte hanno l'ufficio di dividere la corrente e di preservare la pila dall'urto dei corpi trasportati dalla corrente, mentre quelli situati a valle servono a mantenere le acque divise in prossimità del ponte, che al loro ricongiungersi creano sempre dei moti vorticosi.

Se le pile hanno un'altezza limitata, le pareti si costruiscono piane e ver-

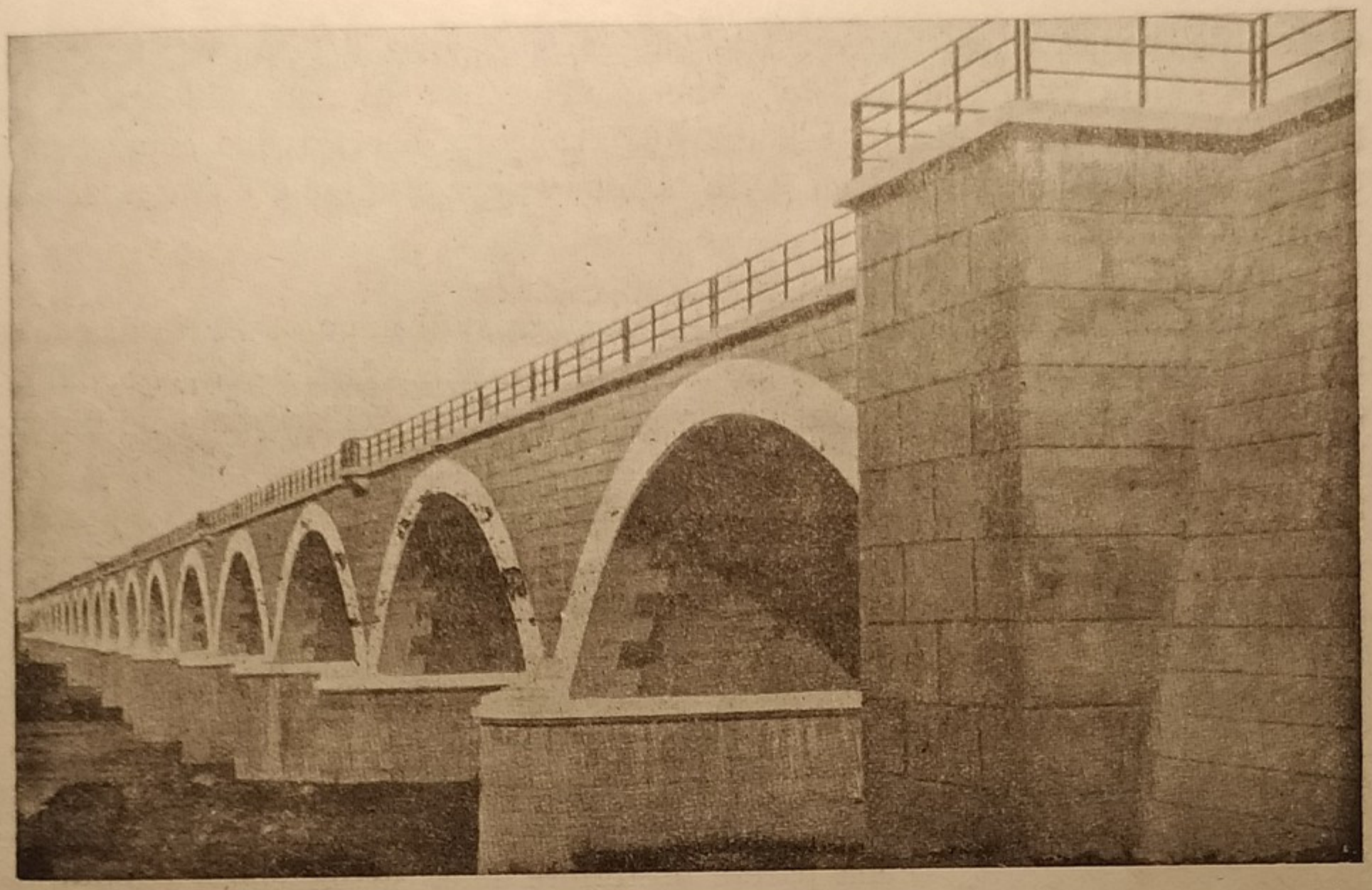


Fig. 177 a. — Prospettiva di un ponte moderno a più luci, in muratura ordinaria, per strada ferrata. La sezione longitudinale del ponte e le sezioni trasversali in corrispondenza di una pila e di una pila spalla sono riportate nella fig. 177 *b*.

ticali; ma se l'altezza di esse è piuttosto grande, si costruiscono a scarpa di $\frac{1}{20} \div \frac{1}{10}$ e qualche volta a profilo curvilineo.

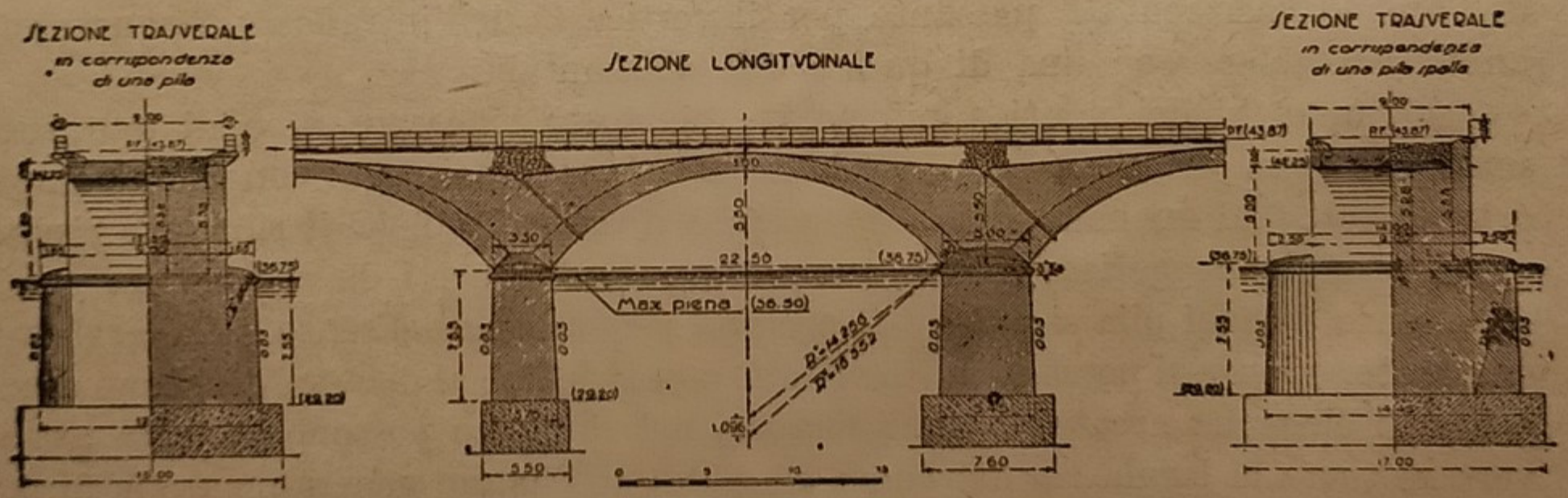


Fig. 177 b. — Queste sezioni sono relative al ponte ferroviario rappresentato in prospettiva dalla fig. 177 *a*.

Affinchè nei ponti con un certo numero di luci, sia evitato il pericolo che per un'improvvisa rottura di un'arcata possano cedere anche le altre pile suc-

ticali; ma se l'altezza di esse è piuttosto grande, si costruiscono a scarpa di $\frac{1}{20} \div \frac{1}{10}$ e qualche volta a profilo curvilineo.

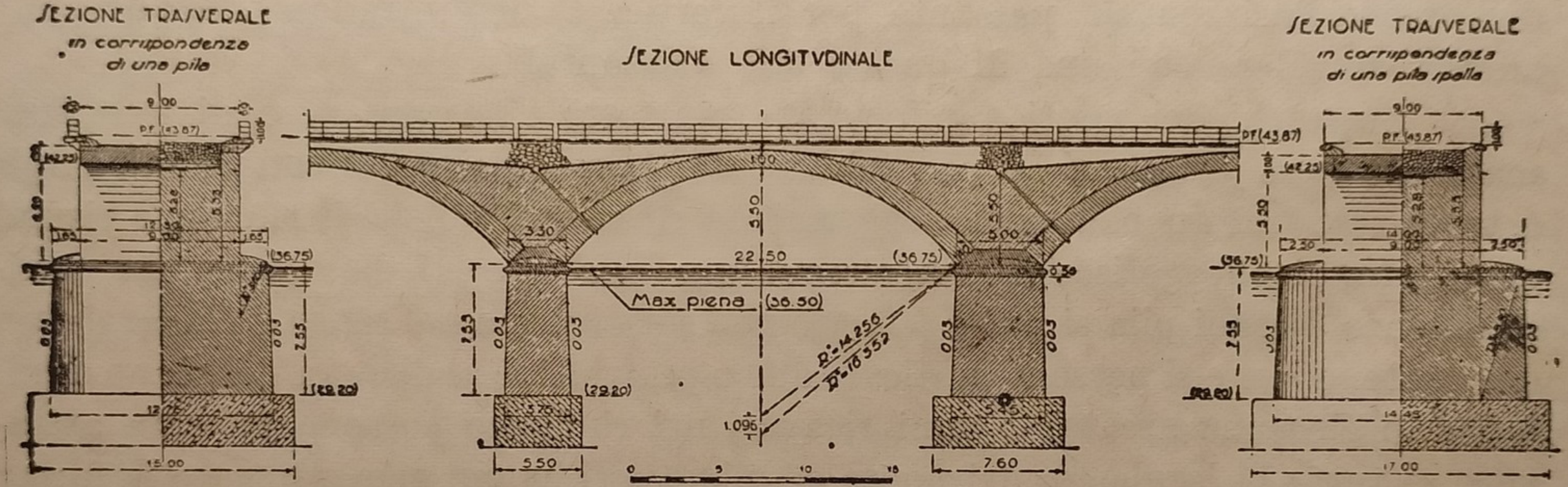


Fig. 177 b. — Queste sezioni sono relative al ponte ferroviario rappresentato in prospettiva dalla fig. 177 *a*.

Affinchè nei ponti con un certo numero di luci, sia evitato il pericolo che per un'improvvisa rottura di un'arcata possano cedere anche le altre pile suc-

cessive del ponte, si costruisce fra le pile ordinarie, e a determinati intervalli, una *pila spalla* capace di resistere anche alla spinta di una sola arcata. Le pile-spalle sono ordinariamente munite di avancorpi che servono come nervature di rinforzo (vedi nella fig. 177 *b* la sezione longitudinale e trasversale di una *pila spalla*).

Muri frontali, rinfianchi, cappa. — I *muri frontali* hanno l'ufficio di contenere il riempimento di terra, o meglio in ghiaia e sabbia, che si sovrappone all'arcata del ponte; perciò essi si innalzano sull'estradosso dell'arcata e terminano alla *cornice di coronamento* del ponte. Il loro spessore in sommità sarà di $3 \div 4$ teste di mattone e aumenterà verso il basso a mezzo di riseghe. La cornice di coronamento generalmente trovasi a livello del piano stradale, mentre nei ponticelli ad un'arcata (vedi *Assonometria*, fig. 175) qualche volta può risultare più bassa del piano stradale.

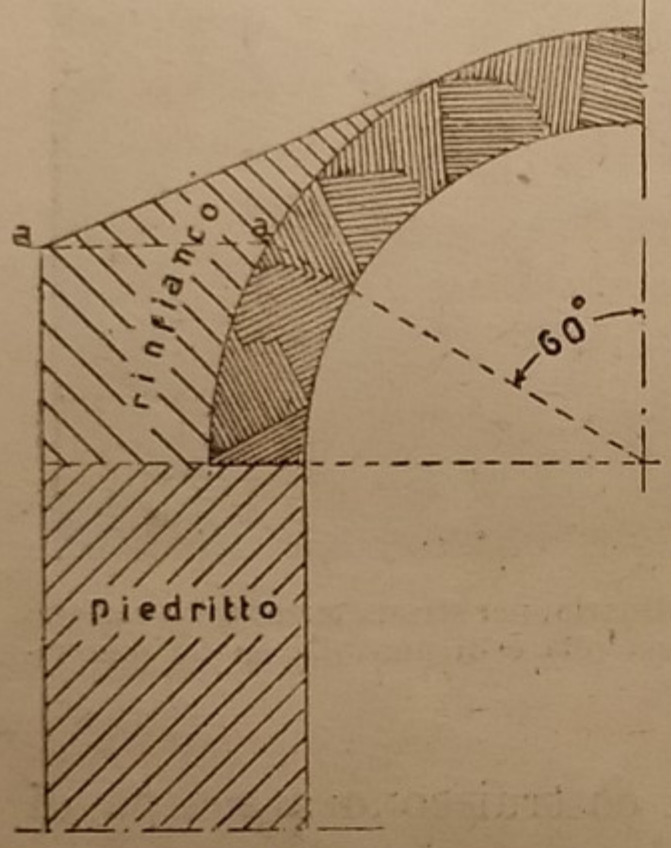


Fig. 178.

Nelle arcate a pieno centro o quasi, i rinfianchi (vedi fig. 178) si limitano partendo dall'intersezione della parete posteriore della spalla con l'orizzontale passante per i giunti della volta che sono inclinati di 60° sulla verticale (*giunti di rottura*). Invece nelle arcate presentanti un angolo al centro minore di 120° (vedi fig. 179) generalmente l'inizio del limite superiore dei rinfianchi è compreso fra l'orizzontale passante per lo spigolo superiore C_1 del piano d'imposta dell'arco e l'orizzontale passante per il vertice C dell'intradosso, oppure può anche coincidere con una di queste due orizzontali.

I rinfianchi dei ponti a più arcate piuttosto ribassate sono di muratura massiccia come nei ponti ad una sola arcata. Invece nei ponti con arcate ampie a tutto sesto od anche a sesto leggermente ribassato, poichè il rinfianco risulta assai alto, si alleggerisce la sua altezza con vani coperti da voltine. In corrispondenza di ogni pila si può praticare una sola voltina nel senso della larghezza del ponte, oppure si possono praticare due o più voltine al disopra del piano d'imposta di ciascuna arcata. I vani ricavati nel rinfianco possono talvolta attraversare tutta la larghezza del ponte ed allora essi hanno generalmente la forma circolare (*occhi di ponte*). La presenza dei vani interni nei rinfianchi altera la trasmissione del sovraccarico del ponte sulle arcate e di ciò si dovrà tener conto nel verificare la stabilità di ogni arcata.

La *cappa cementizia* si costruisce di spessore piccolo e cioè di cm. $4 \div 5$,

usando una malta di cemento molto ricca e sabbia grossa. Può anche costruirsi più spessa, e cioè di cm. 10 e più, usando un calcestruzzo formato di ghiaietto minuto e con rivestimento d'intonaco cementizio oppure di mastice d'asfalto. Nei ponti a più arcate in generale la cappa comprende due pioventi convergenti presso le imposte di ogni arcata (vedi fig. 177 *b*) onde poter scaricare all'esterno l'acqua che si raccoglie nei punti più bassi della cappa (vicino alle reni di ogni arcata) mediante piccoli tubi di ghisa attraversanti la muratura dell'arcata e del rinfianco nella direzione del raggio. Alla cappa si dà anche una leggera inclinazione nel senso trasversale, affinchè le acque possano raccogliersi secondo l'asse longitudinale del ponte, e per potere qui disporre i tubi di scarico. Ogni tubo di scarico è protetto superiormente da una piccola cuffia, affinchè non possa ostruirsi, e sporge inferiormente di qualche centimetro dall'intradosso della volta.

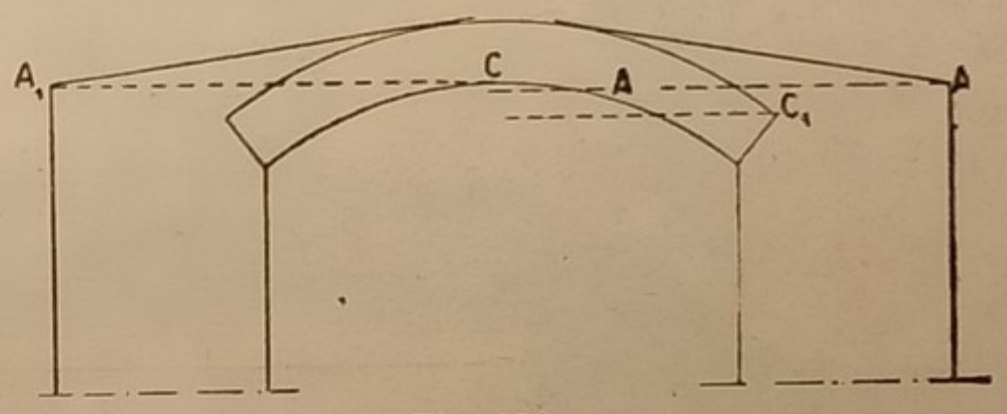


Fig. 179.

Muri di accompagnamento. — I muri di accompagnamento di un ponte possono essere di *risvolto* o di *ala*. Quelli di risvolto si saldano perpendicolarmente alle spalle del ponte e perciò costituiscono i prolungamenti delle fronti del ponte stesso. I muri d'ala, invece, costituiscono i prolungamenti delle spalle e possono avere una direzione più o meno inclinata rispetto alle fronti del ponte, oppure una direzione perpendicolare a queste.

Un esempio di muri di accompagnamento del tipo di risvolto ce l'offre il ponticello rappresentato in pianta, sezione e prospetto dalla figura 180. In questo progetto si può osservare la funzione dei muri di risvolto, che è quella di sostenere il terrapieno stradale per tutto quel tratto avanzato verso il corso d'acqua in cui le scarpate laterali non potrebbero sostenersi da sole, data la forte inclinazione che ha il terreno naturale verso l'alveo. Perciò le scarpate del terrapieno stradale si raccordano al loro termine, verso l'alveo. ai muri di risvolto, a mezzo di quarti di coni di terra (*quarti di cono di raccordo*). È opportuno che i muri di risvolto si addentrino nel terrapieno, oltre il vertice del quarto di cono, per almeno m. $0{,}50 \div 0{,}60$ (vedi il prospetto della fig. 180). La scarpa del quarto di cono di raccordo si tiene generalmente del 3/2.

Lo spessore dei muri di risvolto si stabilisce in relazione alla loro altezza. Praticamente si assegnerà ad essi uno spessore minimo in sommità di m. 0,20, mentre alla profondità h lo spessore s si calcolerà con la formula empirica $s = 0{,}20 + 0{,}20\,h$. Il paramento esterno dei muri di risvolto è generalmente

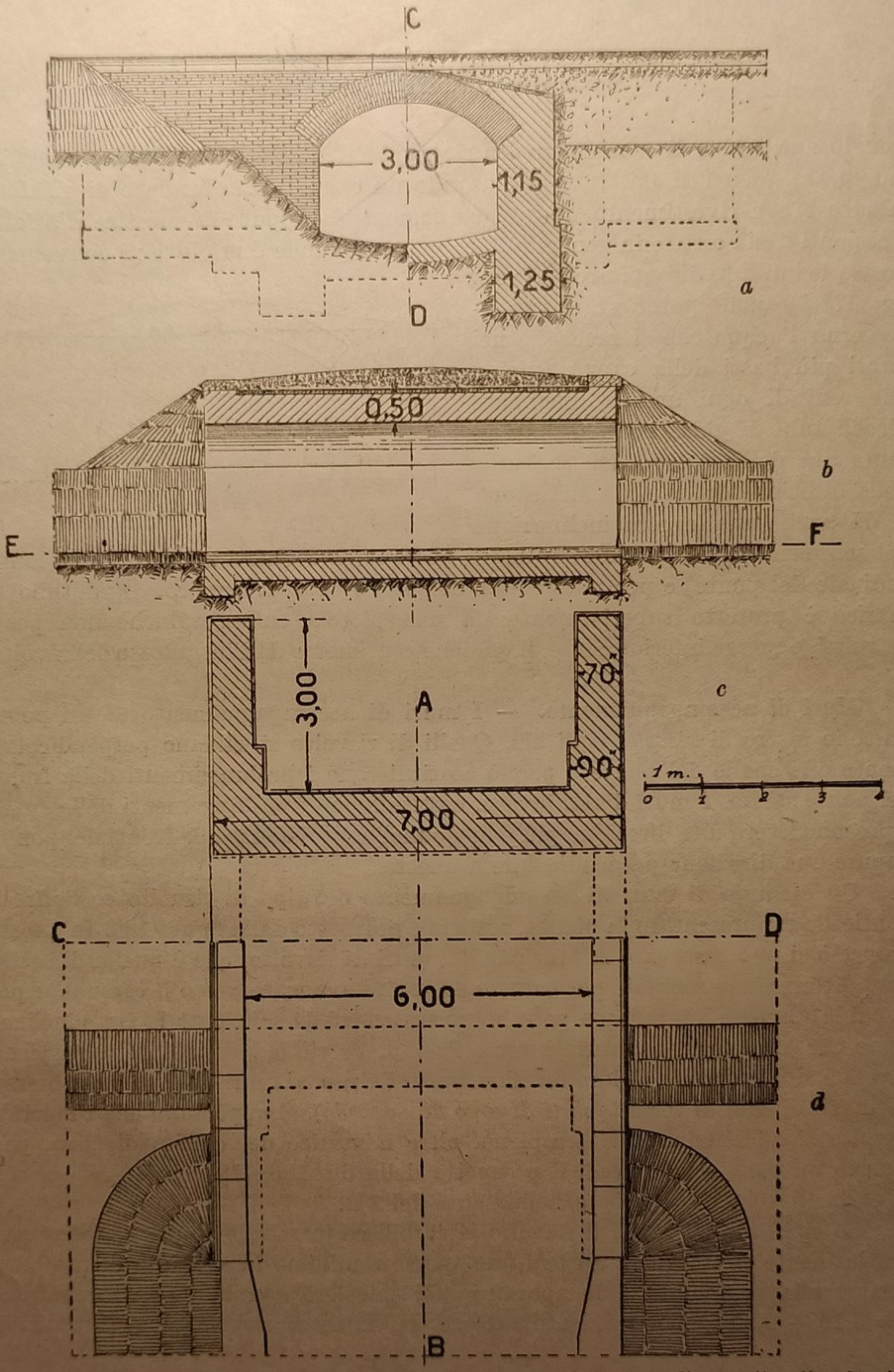


Fig. 180. — Progetto di ponticello in muratura ordinaria con *muri di risvolto*: *a*, ½ prospetto e ½ sezione longitudinale secondo *A-B*; *b*, sezione trasversale secondo *C-D*; *c*, sezione orizzontale secondo *E-F*: *d*, pianta ad opera finita.

verticale, oppure a scarpa di 1/10 (raccordata con risvolti conici alle fronti del ponte) se essi presentano una lunghezza ed una altezza piuttosto grande. Il paramento interno può essere verticale oppure a riseghe.

Un esempio di muri di accompagnamento del tipo ad ala ce l'offre il ponticello rappresentato in pianta, sezione e prospetto dalla figura 181. In questo progetto si può osservare come ciascuno dei muri d'ala si ripieghi lateralmente, dando luogo ad un breve muro di risvolto. Qualche volta può mancare questo ultimo muro di risvolto, ed allora il muro d'ala si protende sin quasi a terra terminando con un basso pilastrino (caso della fig. 175). I muri d'ala di piccola altezza e lunghezza hanno il paramento esterno verticale, mentre la parete interna può presentare la scarpa di 1/10. Quelli di una certa altezza e lunghezza hanno il paramento esterno a scarpa di 1/10 o di 1/5, mentre la parete interna è generalmente a scarpa di 1/10 oppure può presentare delle riseghe se la spalla presenta verso terra pure delle riseghe. L'inclinazione dei muri d'ala rispetto all'asse dell'arcata varia generalmente fra 15° e 45°. La faccia superiore dei muri d'ala (vedi prospetto, fig. 181) si riveste in pietra da taglio (*copertina*), e qualche volta anche in mattoni. La copertina si raccorda superiormente con la *cornice di coronamento* del muro frontale.

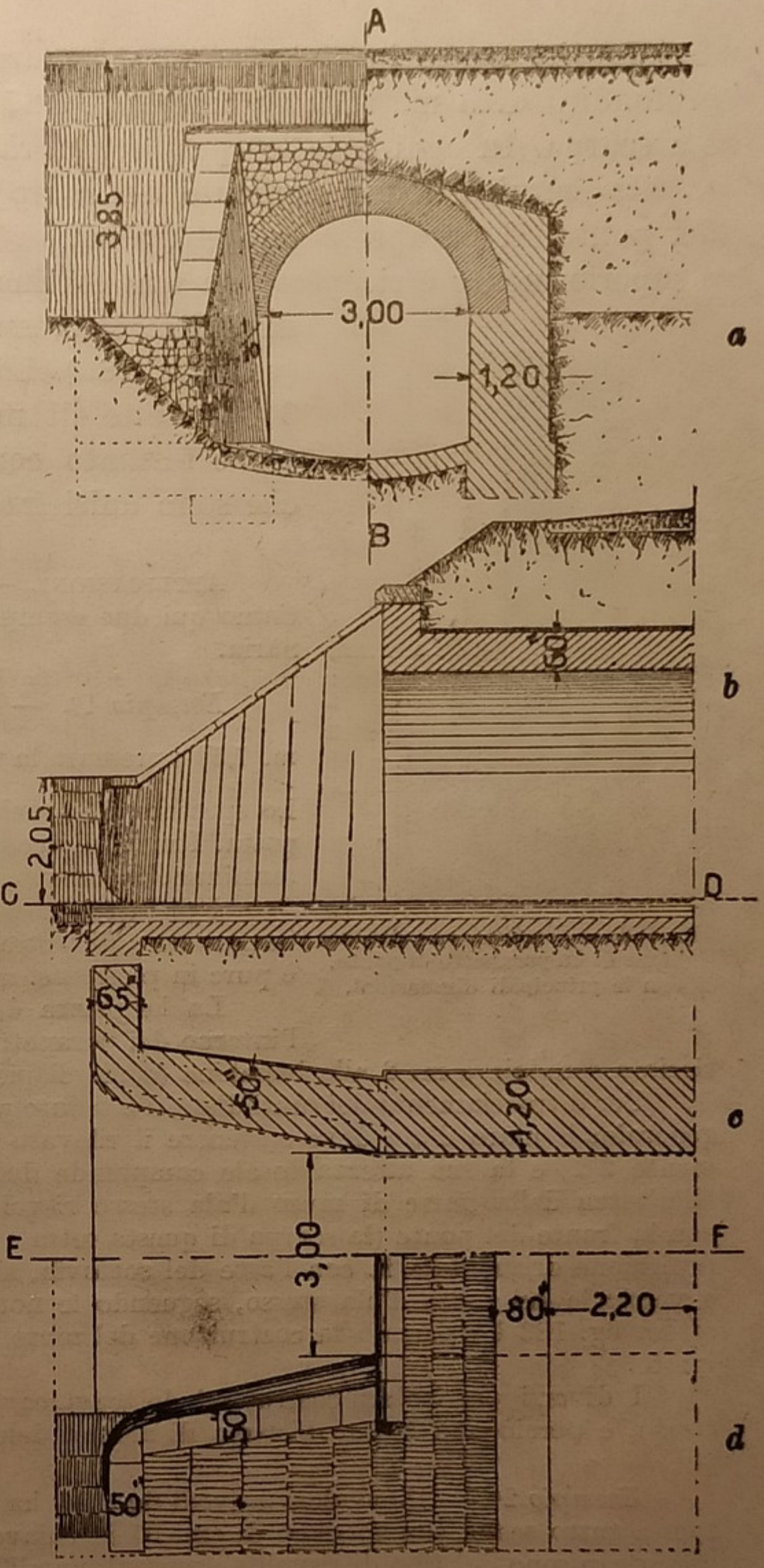


Fig. 181. — Progetto di ponticello in muratura ordinaria con *muri d'ala* (per strada ordinaria su grande rilevato): *a*, ½ progetto e ½ sezione longitudinale; *b*, ½ sezione trasversale secondo *A-B*; *c*, sezione orizzontale secondo *C-D*; *d*, pianta ad opera finita.

Praticamente lo spessore di un muro d'ala, a paramento verticale, alla profondità di h metri si assumerà di $0{,}27\,h$, oppure di $0{,}18\,h$ se il paramento è a scarpa. In ogni caso lo spessore dovrà farsi almeno di m. 0,50.

La cornice di coronamento del muro frontale è sormontata dal *parapetto* del ponte. Il parapetto può costruirsi in muratura di mattoni o di pietrame e superiormente è ricoperto da una cortina in pietra da taglio presentante una superficie convessa e sporgente a guisa di gocciolatoio (vedi fig. 182). Lo spessore del parapetto può farsi di $3 \div 4$ teste di mattone. Qualche volta il parapetto viene formato con pilastrini di pietra o di muratura che sono uniti fra loro da una ringhiera metallica.

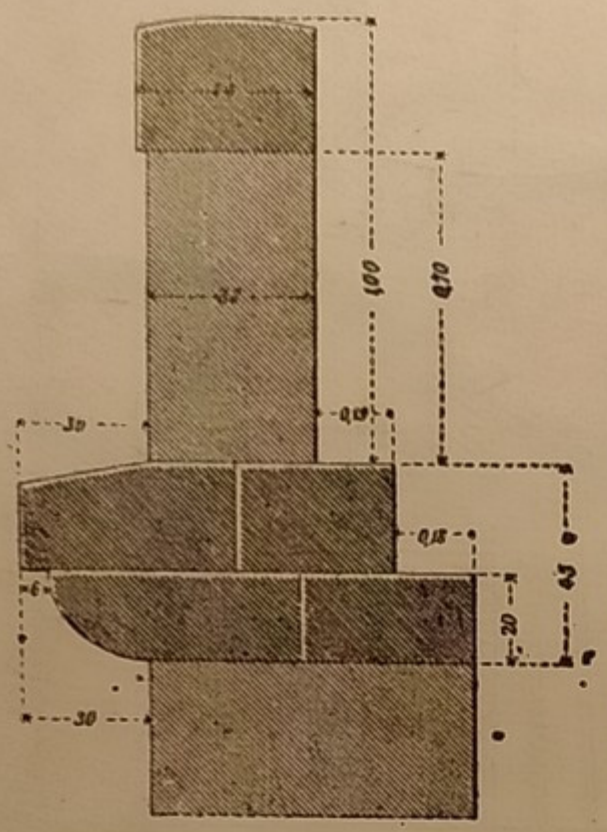


Fig. 182. — Particolare della sezione di un parapetto di ponte, con le principali dimensioni.

Applicazioni. — Come applicazione delle cose dette, riportiamo qui due esempi di progetti di *cavalcavie* per strada ordinaria.

Esempio 1°. — Il cavalcavia (vedi fig. 183) ha una luce di m. 7,50 e presenta la volta in mattoni a sesto ribassato di $\sim \frac{1}{5}$. Lo spessore della volta è di cm. 60 in chiave e di cm. 80 all'imposta. I muri di accompagnamento sono del tipo ad ala e questi terminano in basso con muri di risvolto a scarpa.

I piedritti presentano delle riseghe interne e sono costruiti in muratura di pietrame con liste di mattoni. La loro fondazione è pure in pietrame.

La larghezza del cavalcavia è di m. 8,50, computata tra l'interno dei parapetti, dei quali m. 6,50 sono riservati alla massicciata stradale e m. 2 alle banchine (o marciapiedi) laterali.

Per il tracciamento dei muri d'ala si è tenuto presente la seguente regola che è di carattere generale: il muro d'ala deve sostenere il rilevato stradale avente la scarpa di $1/p$ (generalmente 3/2) e la sua altezza totale comprende due parti, di cui quella inferiore corrisponde all'altezza della parte di muro d'ala stesso risvoltato. Fissata l'intersezione del muro d'ala con la fronte del ponte (la scarpa di questa retta è generalmente di 1/10) e l'angolo che la sua proiezione orizzontale fa con l'asse del sottovia, si determinano le due proiezioni orizzontale e verticale del muro d'ala stesso, seguendo le note regole della geometria descrittiva. Nella stessa fig. 183 è riportata la costruzione del muro d'ala con le indicazioni delle sue principali quote.

I diversi particolari costruttivi del cavalcavia sono indicati chiaramente nel progetto stesso, e perciò non hanno bisogno di alcuna delucidazione.

Esempio 2°. — Il cavalcavia (vedi fig. 184) ha una luce di m. 6 e presenta la volta in mattoni a tutto sesto, con spessore di cm. 65 in chiave e cm. 78 all'imposta. I muri di accompagnamento sono del tipo di risvolto e presentano all'interno delle riseghe di cm. 20 in corrispondenza di quelle dei piedritti. La muratura di questi e dei muri di risvolto è in mattoni, mentre la fondazione è in calcestruzzo.

La larghezza del cavalcavia è di m. 5, computata tra l'interno dei parapetti.

Il rilevato stradale si raccorda ai muri di risvolto con dei quarti di cono di terra.

Per gli altri particolari costruttivi del cavalcavia si osservino i disegni del progetto stesso.

I viadotti possono presentare un'*altezza uniforme* o *diversa*, secondochè attraversano zone pianeggianti e si raccordano alle loro estremità con rilevati di terra di pari altezza; oppure attraversano vallate o depressioni profonde comprese fra due falde più o meno ripide e si raccordano agli estremi con i cigli di queste.

Un esempio di viadotto presentante un'altezza diversa delle sue pile, ce l'offre la figura 185. Si può osservare da quest'esempio come la sezione orizzontale delle pile di un viadotto aumenti gradatamente dalla sommità alla base, affinchè la pressione unitaria sia mantenuta pressochè costante alle diverse altezze e nello stesso tempo il manufatto presenti maggiore resistenza alla spinta del vento e alle azioni dinamiche prodotte dal passaggio dei veicoli.

Gli archi dei viadotti si fanno a pieno centro e generalmente hanno la stessa corda. La scarpa dei fianchi delle pile è di solito uniforme ed eguale a 1/20 ∼, mentre quella delle fronti è maggiore. Nei viadotti in curva delle strade ferrate si assegna ai muri una scarpa maggiore dal lato della convessità in considerazione della spinta contro le murature prodotta dalla forza centrifuga che si sviluppa dal moto veloce del treno in curva.

Spessore delle volte e delle spalle dei ponti in muratura. — *a*) PONTICELLI, ACQUEDOTTI. — Per ponticelli di strada ordinaria ad una sola luce non maggiore di m. 12, e con *un'altezza più o meno grande di terra al disopra della volta*, per il calcolo dello spessore s della volta in chiave si consiglia di utilizzare la seguente formula empirica:

$$s = 0{,}25 + l\left(0{,}025 + 0{,}00333\,\frac{l}{f}\right) \text{ (formula di } \textit{Kaven}\text{)}, \qquad (1)$$

dove l ed f rappresentano rispettivamente la luce e la freccia dell'arco d'intradosso della volta.

Detta formula è valida per un'altezza h di terrapieno al disopra della chiave non maggiore di m. 1,50 (o per un sovraccarico non maggiore di Kg. 2200/m² di proiezione orizzontale della volta.) Se l'altezza h di terrapieno sopra la chiave è maggiore di m. 1,50 (oppure si ha un sovraccarico maggiore di Kg. 2200/m², corrispondente a ∼ Kg. 1500/m² per ogni metro di altezza), lo spessore s dovrà moltiplicarsi per $\sqrt{1 + 0{,}20\,h}$.

Se la volta è in mattoni e lo spessore s calcolato con la formula precedente non corrisponde ad un numero n intero di teste di mattone (ricordare la formula: $13\,n - 1$) si arrotonderà, sempre *per eccesso*, ad un numero esatto di teste. Inoltre, la formula suddetta suppone una volta di spessore costante e formata di materiale buono, cioè con un carico di rottura a compressione di almeno

Kg. 300/cm². Utilizzando un materiale più scadente, e cioè presentante un carico di rottura a compressione di almeno Kg. 200 ÷ 100/cm², lo spessore s calcolato dovrà moltiplicarsi per 1,3 ÷ 1,5.

Nelle volte di una certa luce si aumenterà lo spessore s dalla chiave all'imposta, portandolo ad 1,2 s ÷ 1,3 s.

Se al disopra della volta *non si ha un'altezza apprezzabile di terreno*, si consiglia di utilizzare l'altra formula empirica, che dà lo spessore s in chiave, valevole per luci di m. 3 ÷ 20 e per archi a sesto ribassato:

$$s = \frac{1 + 0{,}1\, l}{3} \quad \text{(formula di } \textit{Leveillé}\text{)} \quad (*).$$

Per archi a *pieno centro con luci medie e grandi* si utilizzerà l'altra formula empirica:

$$s = a\,(1 + \sqrt{l}) \quad \text{(formula di } \textit{Sejourné}\text{)};$$

per ponti stradali si assumerà $a = 0{,}15 \div 0{,}18$; e per ponti ferroviari si assumerà $a = 0{,}16 \div 0{,}21$.

Se l'arco è a sesto ribassato ed indichiamo brevemente con α il ribassamento $\frac{f}{2c}$ dell'arco, lo spessore s dato dalla formula precedente si moltiplicherà per $\frac{4\,(1 - \alpha + \alpha^2)}{3}$.

Utilizzando le precedenti formule di Leveillé e di Sejourné, dopo aver calcolato lo spessore s in chiave, si passerà a calcolare lo spessore s_1 all'imposta dell'arco ribassato con la formula $s_1 = s\,(1 + 12\,\alpha^2)$. Se l'arco è a pieno centro, si assumerà $s_1 = (1{,}60 \div 2)\,s$, dall'imposta sino al giunto inclinato di 60° sulla verticale passante per la chiave dell'arco.

Se la spalla ha per sezione verticale un rettangolo, indicando con H la sua altezza computata fra la risega di fondazione ed il piano d'imposta dell'arco (se l'arco è a sesto ribassato, l'altezza H della spalla si deve intendere computata sino al piano orizzontale passante per l'inizio dell'arco di estradosso), il suo spessore S (in metri) potrà calcolarsi con la formula empirica:

$$S = \left(0{,}55 + 0{,}20\,\frac{l}{2f + s} + 0{,}04\,H\right)\sqrt{l}\,. \qquad (2)$$

(*) Se al disopra della volta si ha una certa altezza di terreno, lo spessore s della volta si aumenterà di *cm.* 2 per ogni metro di rialzo stradale al disopra della chiave.

Per archi a tutto sesto si assuma: $s = \frac{1 + 0{,}086\,l}{3}$.

Per un'altezza h di terrapieno, sopra la chiave dell'arco, maggiore di m. 1,50, il precedente spessore S si dovrà aumentare di:

$$0{,}0185\,(H + f + s)\sqrt{h}\,.$$

Se la sezione verticale della spalla presenta delle riseghe interne, lo spessore S calcolato con la precedente formula corrisponderà a quello medio (cioè allo spessore corrispondente a circa metà altezza della spalla).

Le formule (1) e (2) possono pure utilizzarsi per volte e spalle di *acquedotti* o *tombini*, cioè per quei manufatti, analoghi ai ponticelli, che debbono smaltire le acque di raccolta di un rio attraverso al rilevato stradale. In questi manufatti la volta anzichè essere continua, si presenta generalmente ad anelli impostati ad altezze diverse e saldati fra di loro. Ciò è dovuto alla forte pendenza trasversale del fondo del rio. Un esempio di tal costruzione ce l'offre il ponticello per strada a mezza-costa rappresentato in pianta, sezione e prospetto dalla figura 186.

b) TOMBINI COPERTI DA LASTRONI. — Nei piccoli tombini con luce minore di m. 0,80, si sostituisce generalmente alla volta una copertura piana di pietra naturale, che può essere di granito o di gneiss. I lastroni dovranno avere un sufficiente spessore (mediamente cm. 20), appoggeranno sui piedritti per circa

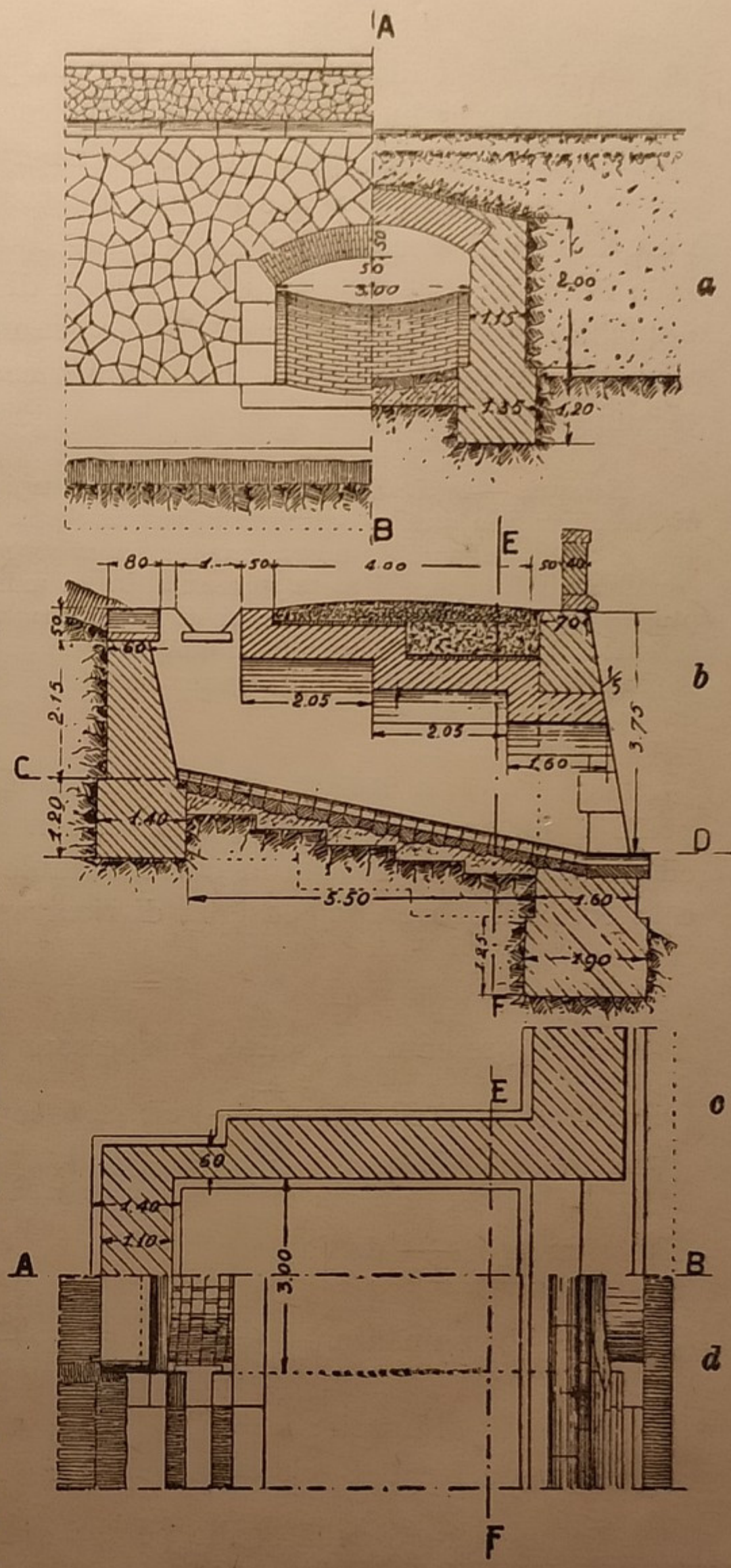


Fig. 186. — Progetto di ponticello per strada ordinaria a mezza-costa: *a*, ½ prospetto e ½ sezione longitudinale secondo *E-F*; *b*, sezione trasversale secondo *A-B*; *c*, ½ pianta secondo *C-D* delle fondazioni dei soli muri perimetrali del manufatto; *d*, ½ pianta ad opera finita.

cm. 25 ÷ 30 e i diversi pezzi dovranno porsi a contatto. I muri frontali dei tombini portano in sommità un coronamento di pietra da taglio.

Praticamente si può assegnare al lastrone di copertura uno spessore $s = 0{,}10 + 0{,}20\,l$ (dove l è la luce del tombino), se al disopra del tombino vi è un riporto di terra alto almeno m. 1. Lo spessore S dei piedritti può ricavarsi dalla formula: $S = 0{,}30 + 0{,}30\,l$. I muri di risvolto avranno uno spessore eguale a quello dei piedritti; i muri d'ala avranno uno spessore eguale a quello dei piedritti, in corrispondenza del loro attacco con questi ultimi, e poi si restringeranno sino a portarli almeno allo spessore di cm. 40.

Esempi. — 1°) La figura 187 mostra un esempio di progetto di *tombino-acquedotto* di m. 0,60 di luce, per una strada ordinaria a mezza costa.

2°) La figura 188 mostra un esempio di progetto di *tombino acquedotto* di m. 0,60 di luce, per una strada a mezza costa sostenuta da un muro a secco. Poichè in questo progetto il rio presenta forte pendenza, i lastroni di copertura sono stati disposti a gradinata sui piedritti.

Dai due esempi di progetti si può scorgere che il fondo del rio deve presentare una pavimentazione (selciato), costruita generalmente di ciottoli su malta e trattenuta agli estremi da due soglie in pietra.

c) PONTI A PIÙ ARCATE. — In via di massima, lo spessore delle volte nei ponti a più arcate, può determinarsi con la formula di Leveillé o di Sejourné, citate a pag. 242. Poichè in dette formule non figura il rapporto fra la monta e la corda dell'arco, si consiglia di ricorrere alla seguente formula di *Croizette*:

$$s = a + b\sqrt{2\,R}\,,$$

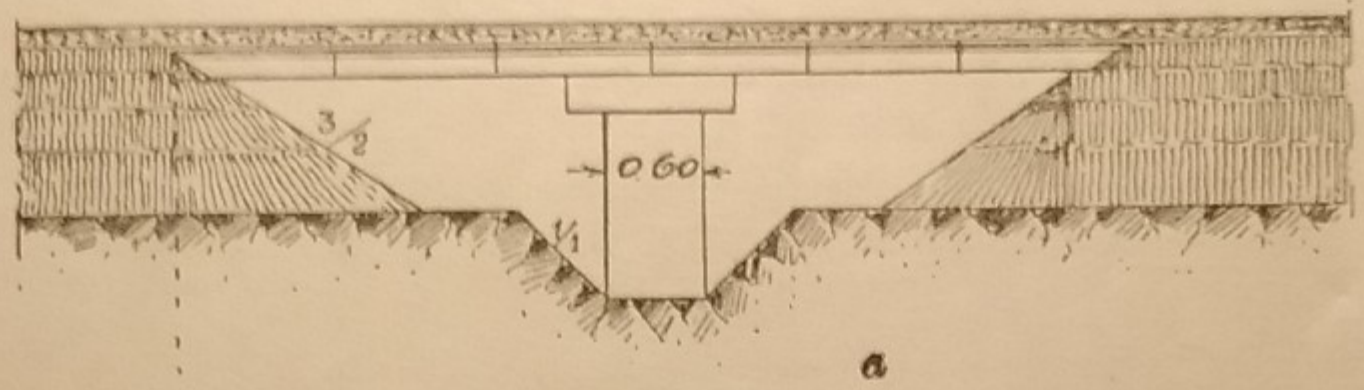
dove s rappresenta, al solito, lo spessore in chiave, R è il raggio d'intradosso $\left(\text{ricordare che è } R = \frac{c^2 + f^2}{2\,f}\right)$ ed a, b sono due coefficienti. Per strade ordinarie è $a = 0{,}15$ e per strade ferrate è $a = 0{,}20$. Il coefficiente b dipende dal ribassamento $\frac{f}{2\,c}$ dell'arco.

Per ribassamento $\frac{f}{2\,c} = \frac{1}{2}\,;\ \frac{1}{4}\,;\ \frac{1}{6}\,;\ \frac{1}{8}\,;\ \frac{1}{10}\,;\ \frac{1}{12}$ si ha:

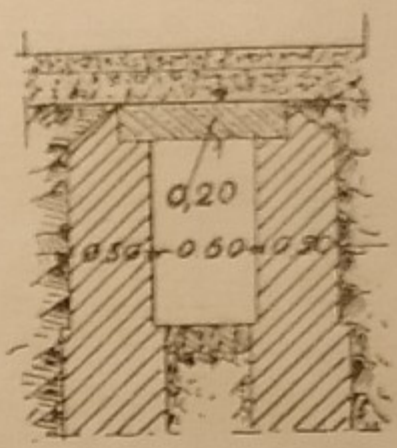
per strade ordinarie: $b = 0{,}15;\ 0{,}15;\ 0{,}14;\ 0{,}13;\ 0{,}12;\ 0{,}11;$
per strade ferrate: $b = 0{,}17;\ 0{,}17;\ 0{,}16;\ 0{,}15;\ 0{,}14;\ 0{,}13.$

Lo spessore S delle spalle per gli archi a pieno centro si determinerà per mezzo della seguente formula di Leveillé:

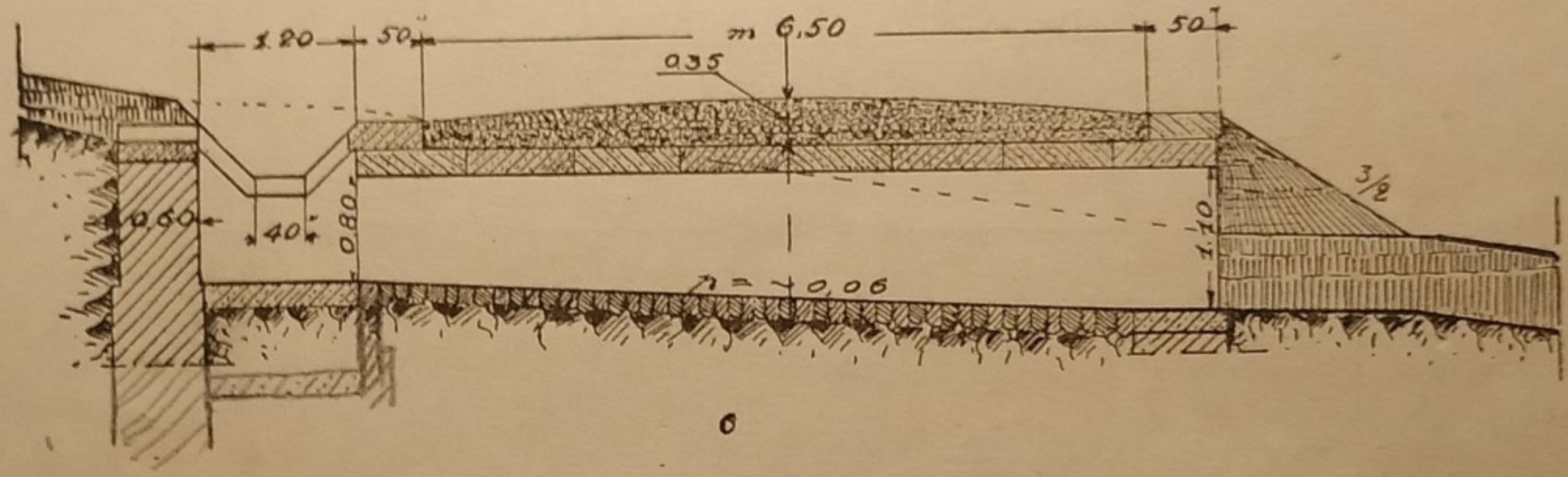
$$S = (0{,}60 + 0{,}162\,l)\sqrt{\frac{(H + 0{,}25\,l)\,0{,}865\,l}{(H + s + h)\,(0{,}25\,l + s)}}\,,$$



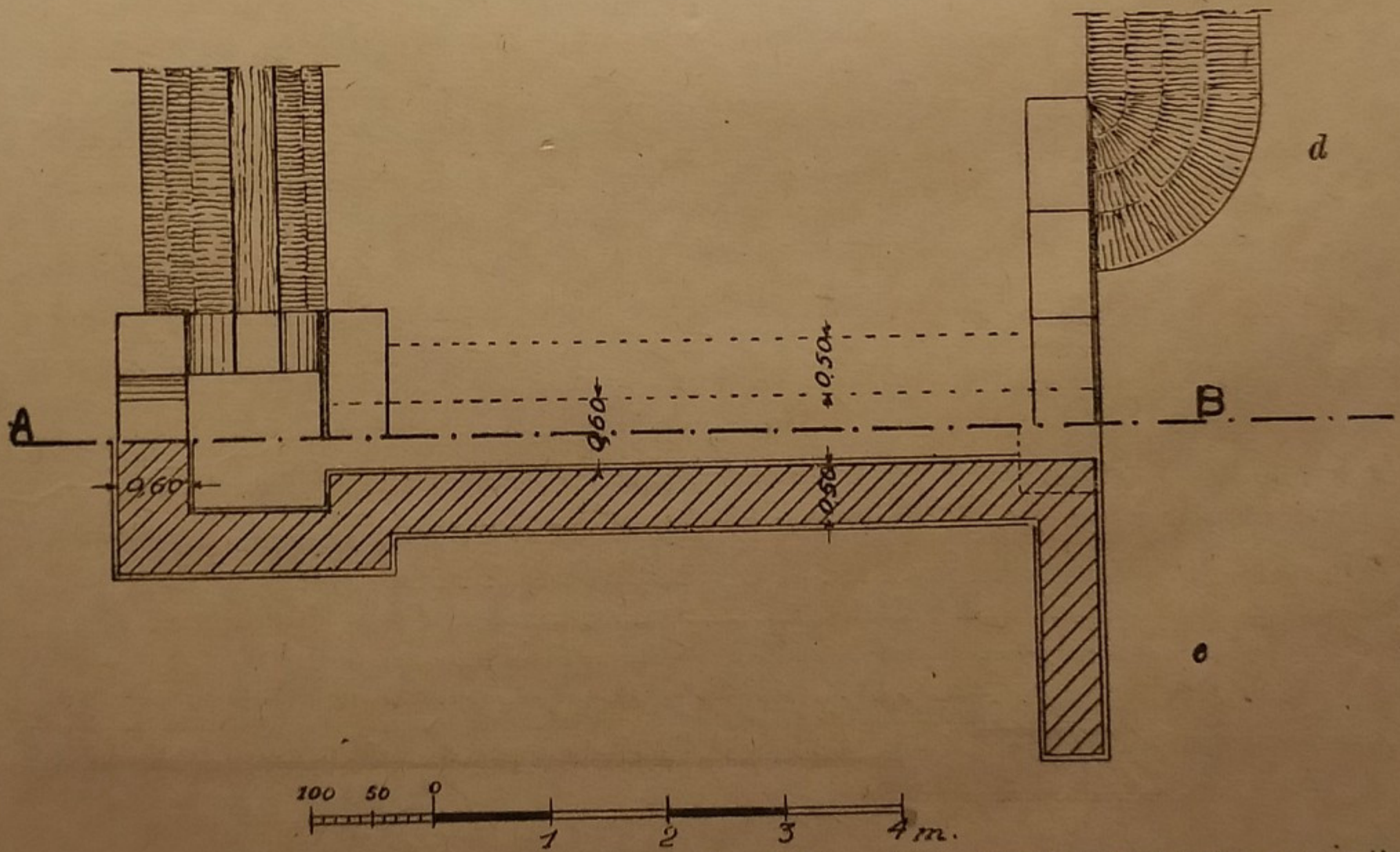
a



b



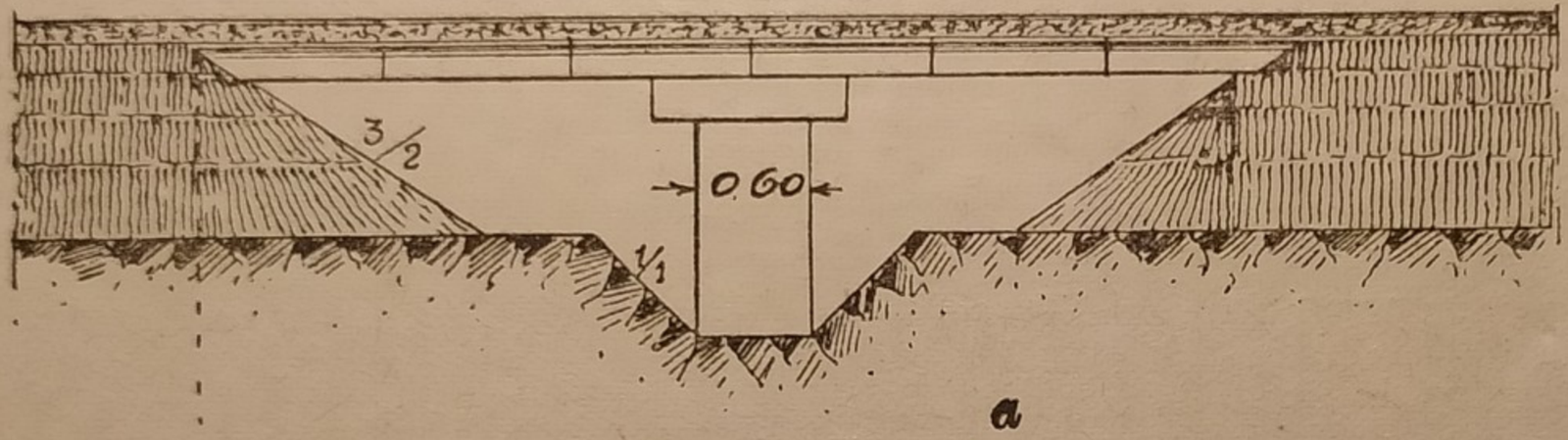
c



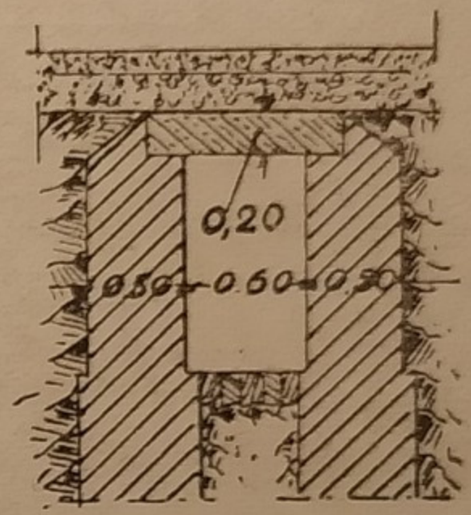
d

e

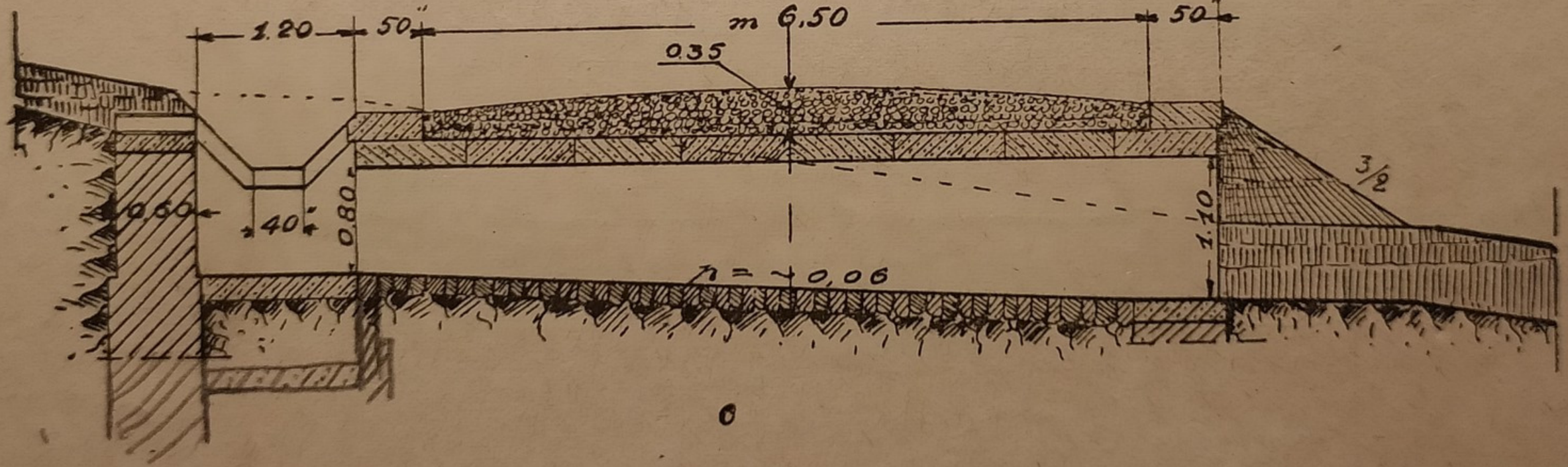
Fig. 187. — Progetto di *tombino-acquedotto* della luce di m. 0,60, per strada ordinaria a mezza-costa: *a*, prospetto a valle; *b*, sezione longitudinale; *c*, sezione trasversale; *d*, ½ pianta ad opera finita; *e*, ½ pianta al piano delle fondazioni.


3/2
0.60
1/1

a


0,20
0.50
0.60
0.20

b


1.20
50
m 6,50
50
035
3/2
0.80
0.60
40
1,10
n = +0,06

c

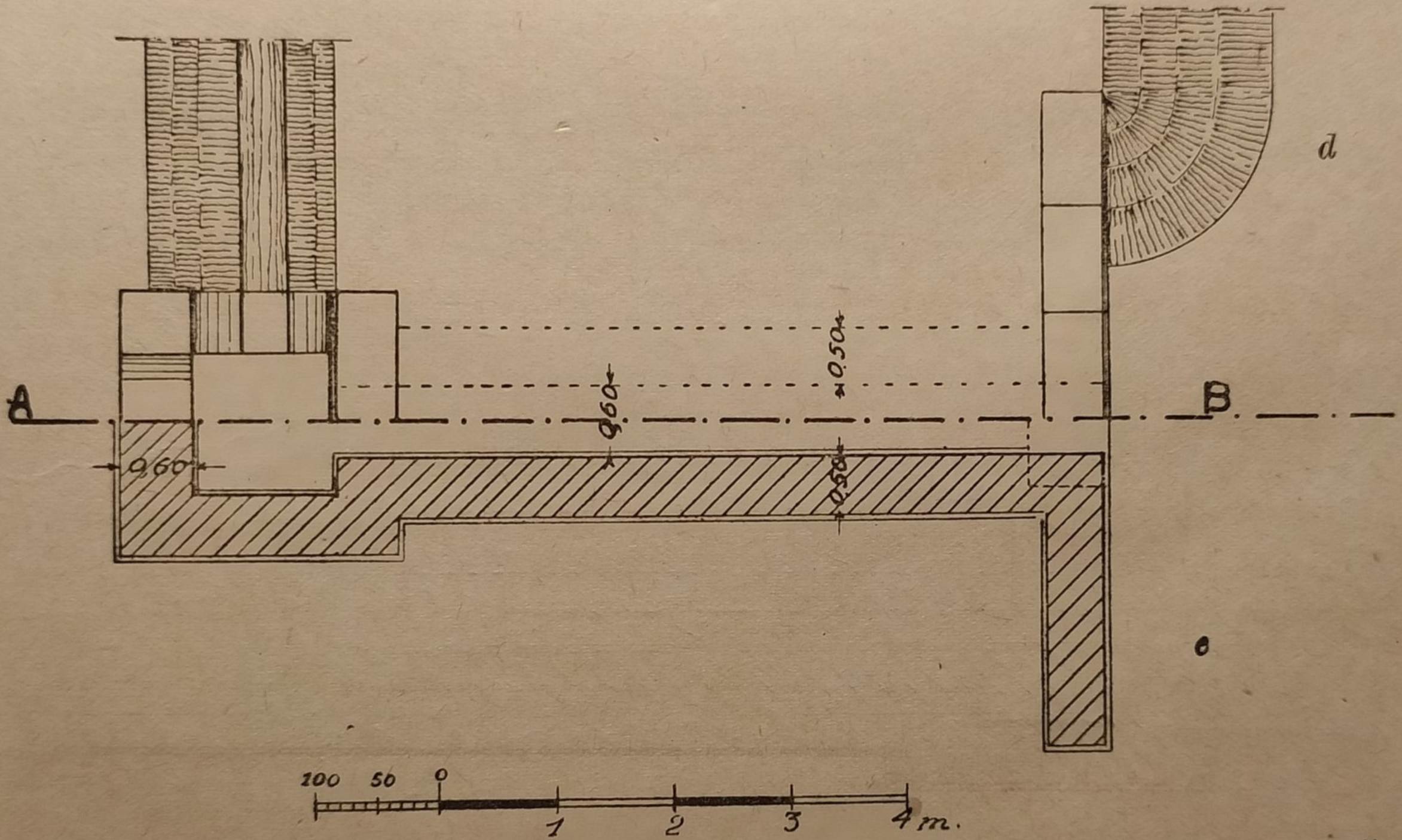


Fig. 187. — Progetto di *tombino-acquedotto* della luce di m. 0,60, per strada ordinaria a mezza-costa: *a*, prospetto a valle; *b*, sezione longitudinale; *c*, sezione trasversale; *d*, ½ pianta ad opera finita; *e*, ½ pianta al piano delle fondazioni.

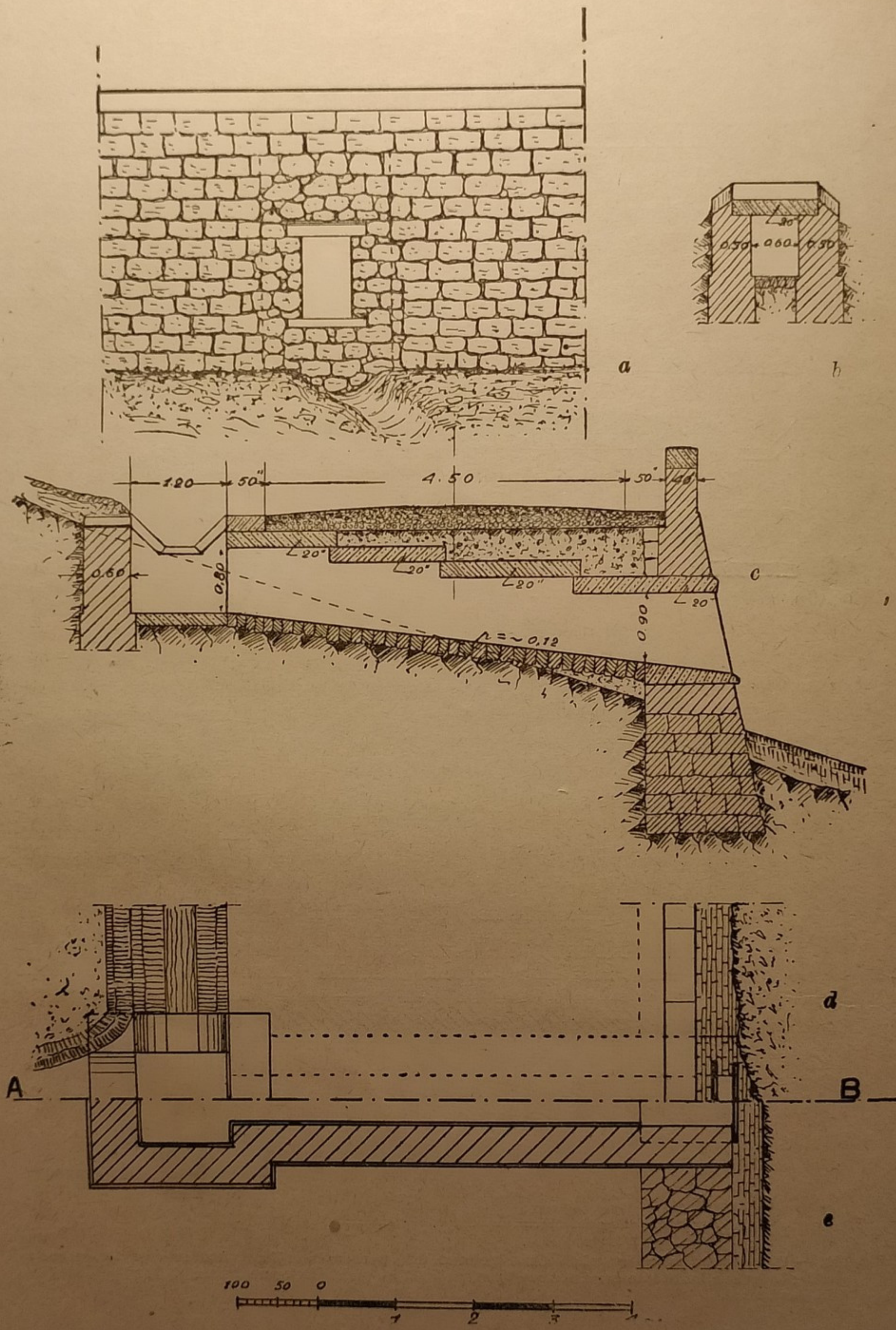
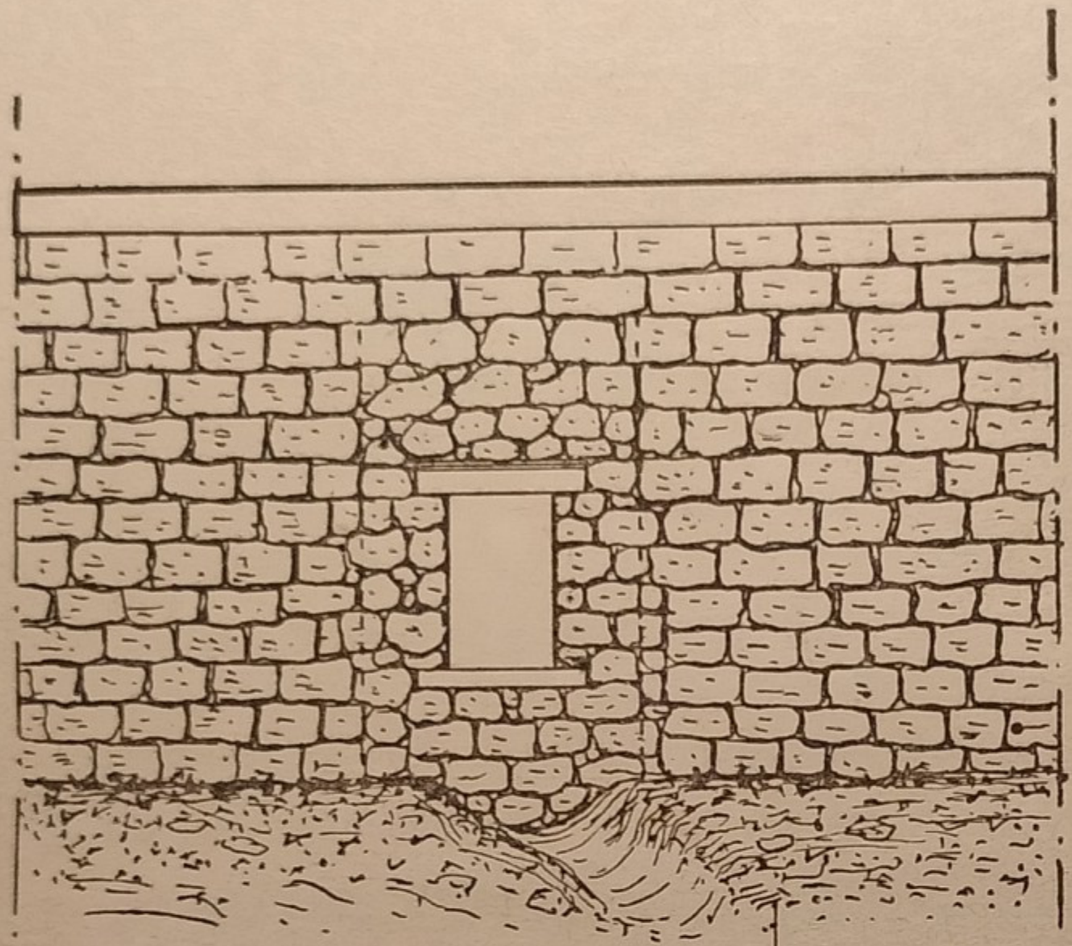
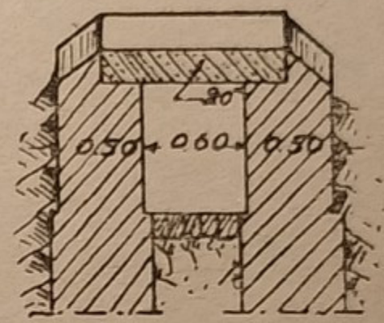


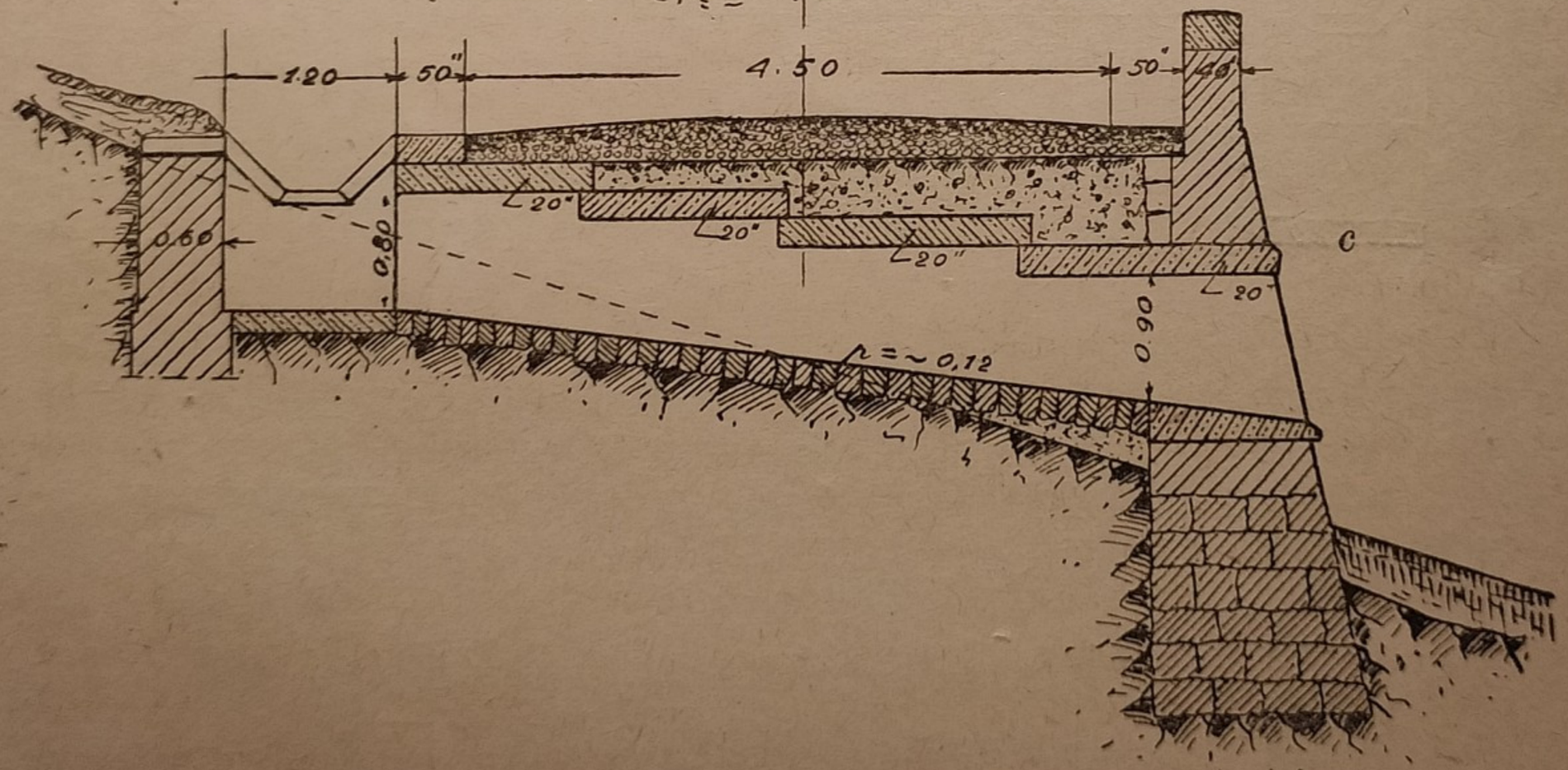
Fig. 188. — Progetto di *tombino-acquedotto* della luce di m. 0,60, per strada ordinaria a mezza costa sostenuta da muro a secco (attorno alla luce vi è il muro di pietrame con malta); *a*, prospetto a valle; *b*, sezione longitudinale; *c*, ½ pianta ad opera finita; *e*, ½ pianta delle fondazioni.



a



b



c

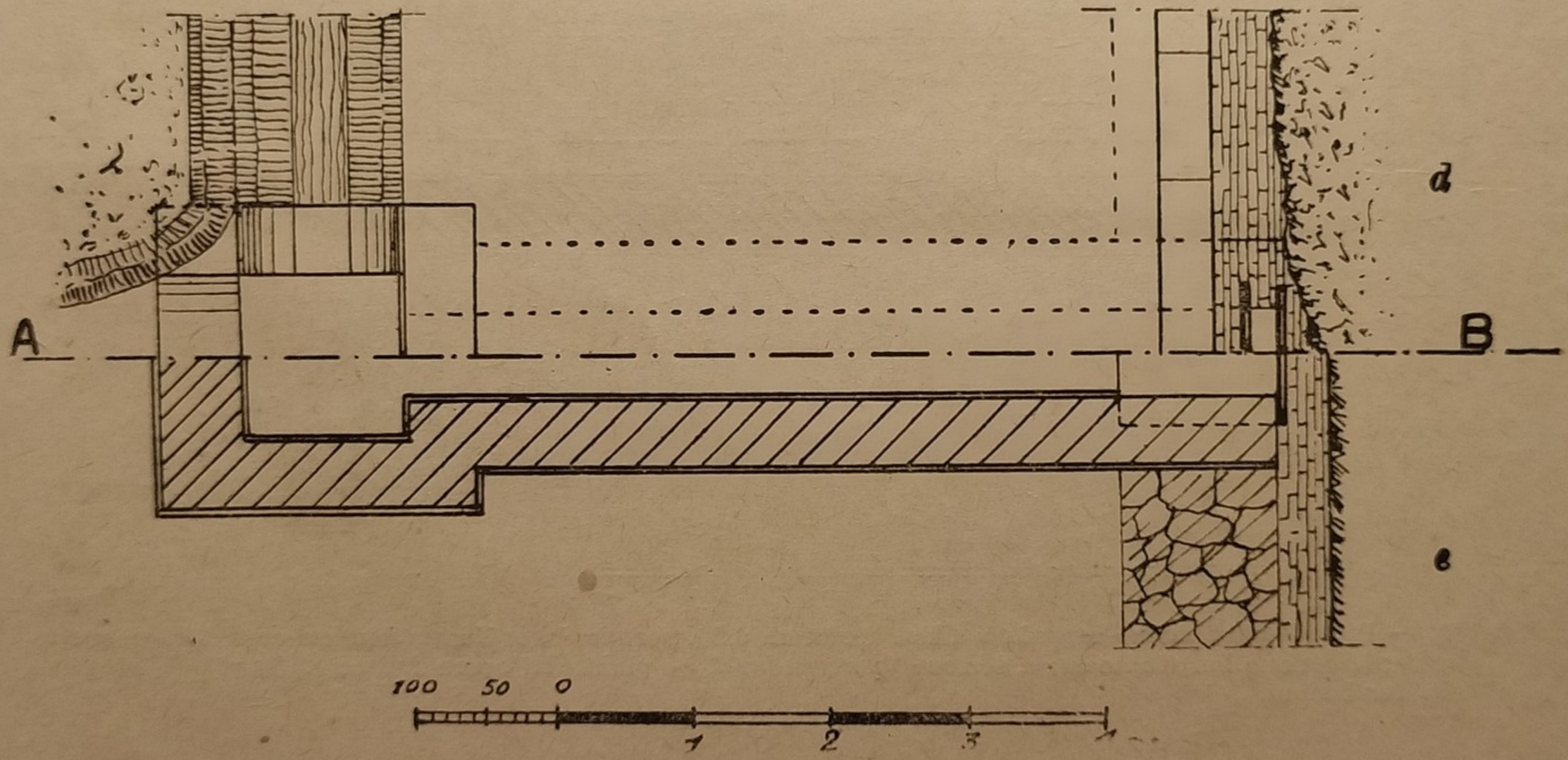


Fig. 188. — Progetto di *tombino-acquedotto* della luce di m. 0,60, per strada ordinaria a mezza costa sostenuta da muro a secco (attorno alla luce vi è il muro di pietrame con malta); *a*, prospetto a valle; *b*, sezione longitudinale; *c*, ½ pianta ad opera finita; *e*, ½ pianta delle fondazioni.

dove l è la luce dell'arco,
» H è l'altezza della spalla dalla risega di fondazione all'imposta della volta,
» h è l'altezza del piano stradale sull'estradosso dell'arco in chiave,
» s è lo spessore in chiave dell'arco.

Per gli archi a sesto ribassato faremo uso della seguente formula del Genio Civile Italiano:

$$S = 0{,}05\,H + 0{,}20\,l + (0{,}100 + 0{,}005\,l)\frac{l}{f}.$$

Generalmente si provvede ad aumentare lo spessore della spalla, dalla linea d'imposta alla fondazione, con opportune riseghe.

Le *pile* presentano i rostri di solito circolari ed hanno i paramenti inclinati di $1/20 \div 1/30$ sulla verticale. Il loro spessore praticamente si fa eguale ad $1/8 \div 1/10$ della luce delle volte.

Le *pile-spalle* debbono essere capaci di contrastare la spinta di una sola delle due arcate adiacenti (vedi pag. 234). Esse si muniscono di rostri circolari ed hanno i paramenti inclinati di $1/20 \div 1/30$ sulla verticale, come le pile semplici. Il loro spessore praticamente si fa eguale a circa $1/5$ della luce della volta.

Le *spalle* si muniscono di mezzi rostri e presentano i paramenti con la stessa inclinazione delle pile-spalle.

Stabilità dei ponti in muratura. — Per i ponticelli di luce inferiore ai m. 5 non c'è bisogno di procedere a qualsiasi calcolo di stabilità, essendo sufficiente adottare per questi piccoli manufatti le dimensioni dedotte dalle formule empiriche (vedi pag. 241) ricavate dall'osservazione di numerosi manufatti già costruiti e collaudati.

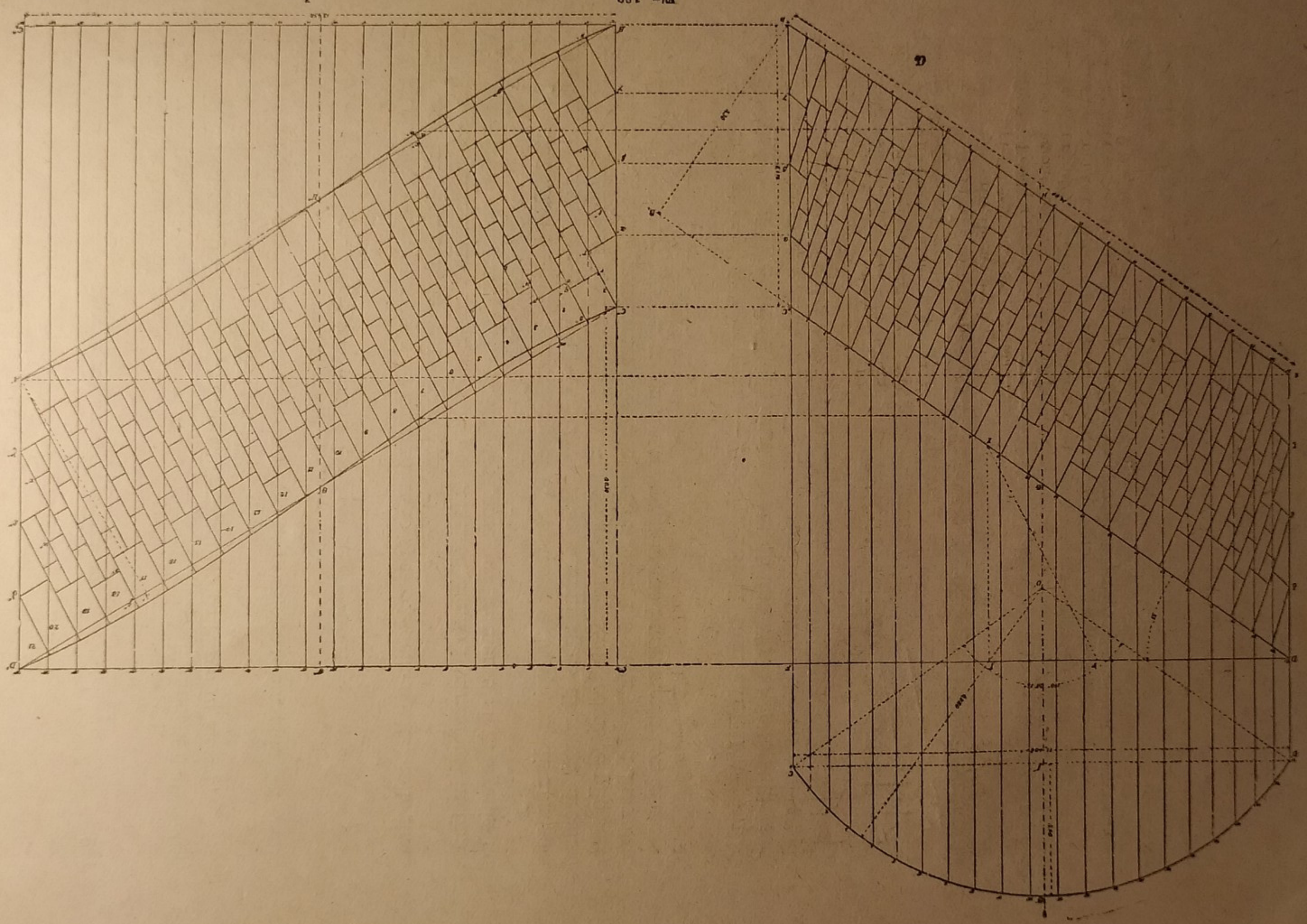
Per luci dai 5 ai m. $10 \div 12$ sono sufficienti le verifiche di stabilità, approssimate, che abbiamo già indicato nel 1° volume di *Costruzioni* (vedi pag. 272) parlando della stabilità degli archi circolari.

Per luci grandi si ricorre a procedimenti e calcoli superiori che esorbitano dal nostro corso elementare.

Cenno sui ponti obliqui. — Abbiamo già detto (vedi *Elementi di geometria descrittiva*) che in una volta a botte obliqua, i piani di fronte che limitano la volta stessa sono obliqui rispetto alle generatrici della volta, ma l'apparecchio di questa viene eseguito secondo la generatrice della sua sezione retta che è un arco circolare a tutto sesto oppure a sesto ribassato.

Aggiungiamo qui che nelle volte oblique dei ponti conviene sempre adottare come sezione retta un arco di circolo, per rendere più semplici lo studio dell'apparecchio e la successiva costruzione della volta. Non conviene però in pratica apparecchiare i corsi longitudinali parallelamente alle rette d'imposta ed i corsi trasversali parallelamente ai piani di testa, poichè seguendo questo sistema si avrebbe il *grave inconveniente dei conci con due angoli diedri acuti e due ottusi*. Per eliminare questi inconvenienti si sono studiati dei sistemi speciali di apparecchio delle

Fig. 189.



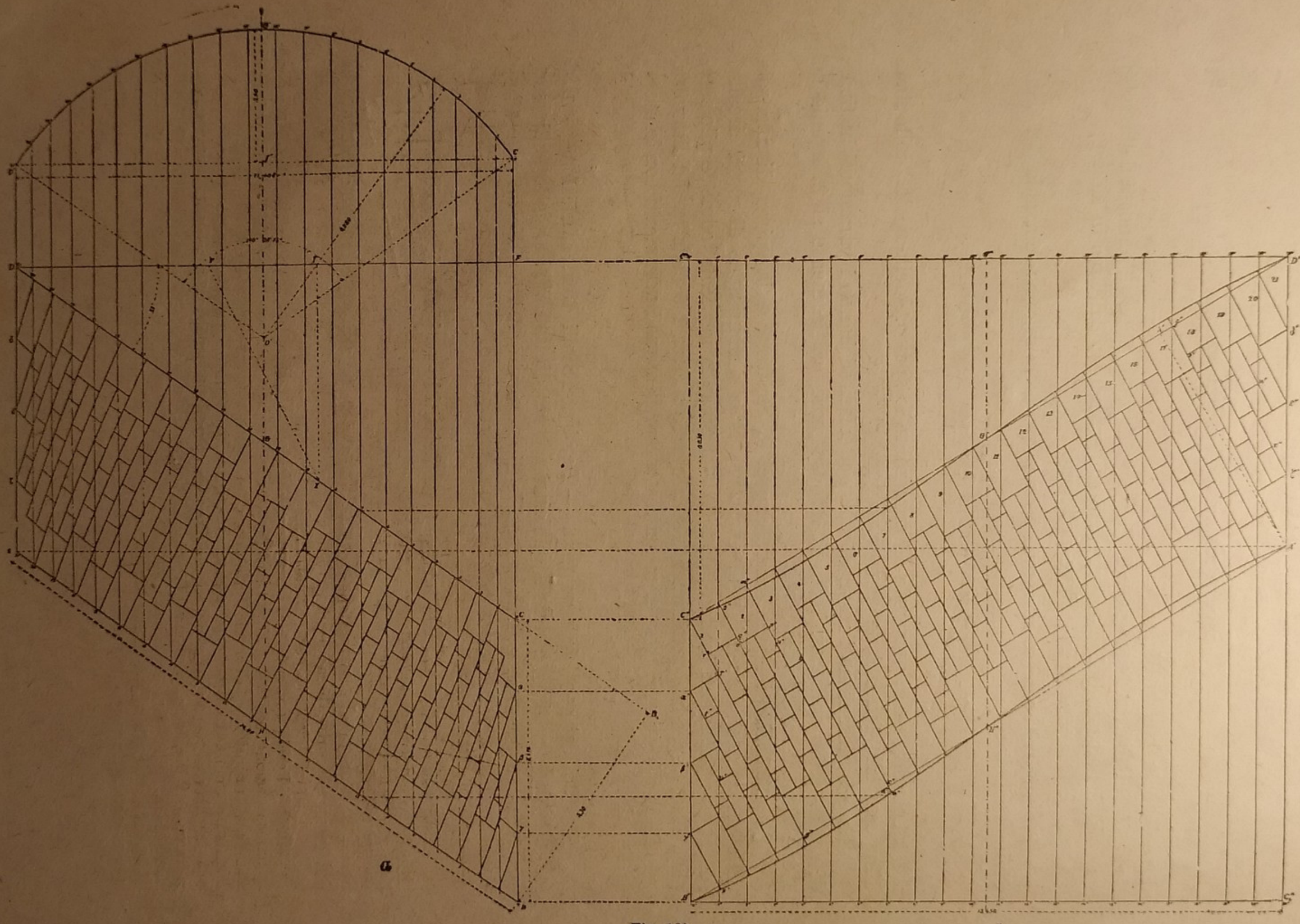


Fig. 189.

volte oblique e fra questi il più semplice e il più pratico è l'*apparecchio elicoidale* che qui accenniamo brevemente.

Sia $ABCD$ (vedi fig. 189 *a*) il parallelogramma nel quale si proietta la superficie cilindrica d'intradosso della volta obliqua, e sia $D'G'C'$ l'arco sezione retta della superficie, in vera forma e grandezza.

Per lo studio geometrico dell'apparecchio dovremo disegnare gli sviluppi delle superfici cilindriche d'intradosso e d'estradosso, per determinare su queste l'andamento delle eliche direttrici dei giunti.

Dividiamo l'arco $D'G'C'$ della superficie d'intradosso per esempio, in 21 archetti eguali, la cui lunghezza corrisponda allo spessore che si vuole assegnare ai filari longitudinali dei conci costituenti la volta. Tracciate le orizzontali per D, C, A, B, si portino sulla orizzontale per D e a partire dal punto C''' d'intersezione con la verticale $C''B''$, 21 segmenti consecutivi di lunghezza corrispondente ai suddetti archetti. Si otterrà così nel segmento $C''D''$ lo sviluppo dell'arco sezione retta della volta. Condotta per D'' la verticale si determina su questa l'intersezione A'' con la orizzontale tracciata per A. Il parallelogramma $A''B''C''D''$ (vedi fig. 189 *b*) rappresenta lo sviluppo della superficie cilindrica d'intradosso. Più esattamente lo sviluppo anzidetto non è un parallelogramma, poichè esso è limitato da due curve (*sinusoidi*) $A''H''B''$ e $C''G''D''$, che si possono facilmente tracciare per punti: esse rappresentano gli sviluppi dei due archi obliqui di testa.

Determinato così lo sviluppo della superficie d'intradosso, si passerà al tracciamento delle linee direttrici dei giunti com'è indicato nella fig. 189 *a*.

Lo sviluppo della superficie d'estradosso si eseguisce in modo analogo a quello accennato per la superficie d'intradosso.

Cenno sull'armatura e sul disarmo delle volte. — Le armature delle volte da ponte di notevole luce debbono studiarsi in maniera da risultare *stabili*, *rigide* ed *economiche*. Queste armature comprendono gli *appoggi*, le *centine* ed il *manto* o *coperta*. Le centine sono composte di un'ossatura di travi disposte nella stessa maniera delle incavallature da tetto, ed ogni loro membratura deve avere un ufficio ben determinato per evitare l'impiego di pezzi sovrabbondanti. Esse vengono disposte secondo piani verticali paralleli a quello di fronte e ad un certo intervallo costante che dipende dalla loro robustezza e dal peso della volta. Per la loro costruzione generalmente si usa il pino ed il larice.

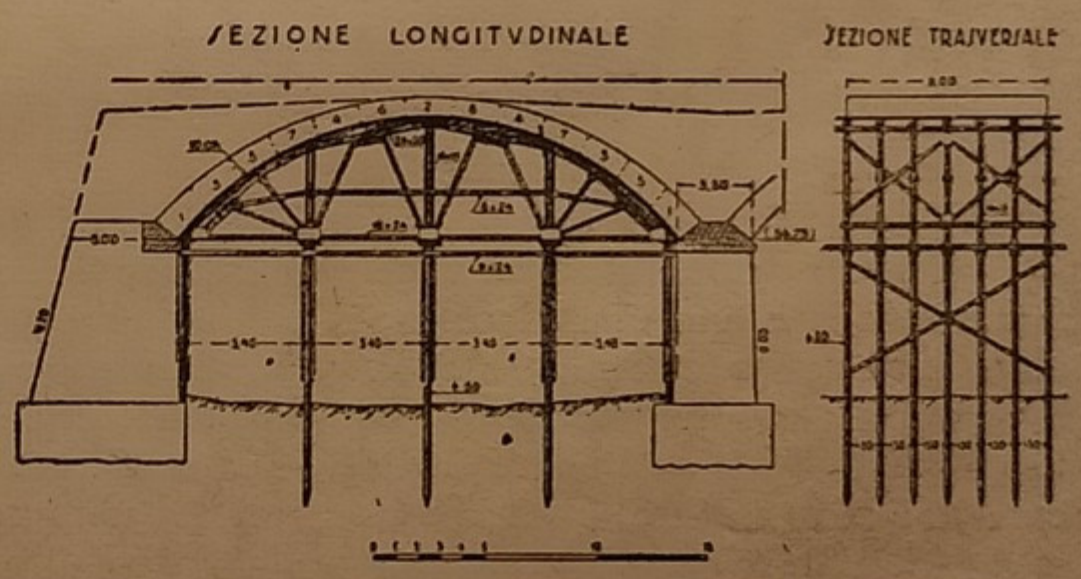


Fig. 190. — Sezione longitudinale e trasversale di una centina per arcata di ponte (questo tipo di centina è stato adottato nella costruzione delle arcate del ponte rappresentato dalla fig. 177 *a*.

Nel 1° volume di costruzioni (vedi pag. 280 e seguenti) abbiamo già parlato dei vari tipi di centine per l'armatura degli archi. Perciò qui ci limitiamo a riportare in sezione longitudinale e trasversale (vedi fig. 190) un tipo di centina, bene studiato, per l'armatura di una volta da ponte a sesto ribassato, avente una luce di m. 22,50.

Il disarmo di una volta dev'essere eseguito senza che si possa pregiudicare minimamente la stabilità della volta stessa, per cui si dovranno predisporre speciali mezzi d'opera coll'intento di ottenere l'abbassamento graduale e simultaneo di tutte le centine e del manto.

Ponti in cemento armato.

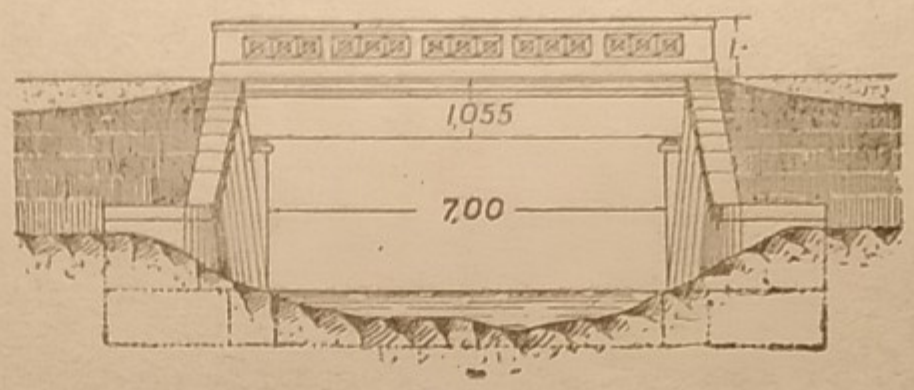
Generalità. — I ponti in cemento armato sono di rapida costruzione, di costo moderato e non abbisognano di sensibili spese di manutenzione. Al pari dei ponti metallici, presentano le membrature di sezioni ridotte, perciò poco ingombranti, e possono adattarsi a superare luci molto oblique. Infine presentano una discreta rigidezza, per cui non sono soggetti a vibrazioni durante il passaggio dei veicoli, e possono impiegarsi in svariate forme.

I ponti in cemento armato si distinguono in *ponti a travate* ed in *ponti ad arco*. Quelli a travata possono risultare formati di un *semplice solettone* oppure di un *solettone rinforzato da nervature*. Nel caso che la soletta debba rinforzarsi con due sole nervature, si disporranno queste in modo da ottenere in mezzeria della soletta lo stesso momento flettente che si suscita nella sezione d'incastro della parte di soletta a sbalzo. Se le nervature sono più di due, esse si disporranno alla stessa distanza e in maniera tale da far risultare le due laterali in corrispondenza dei limiti della carreggiata stradale. Nei ponti ferroviari si dispone una nervatura in corrispondenza di ogni rotaia e se la luce del ponte è piuttosto grande si costruisce un solettone armato di ferri a doppio T (vedi fig. 191) o ad ala larga. Nei ponti stradali conviene distanziare le nervature in modo che il volume della soletta sia all'incirca eguale a quello delle nervature. Così facendo, il volume di calcestruzzo occorrente per la costruzione della soletta armata risulterà minimo.

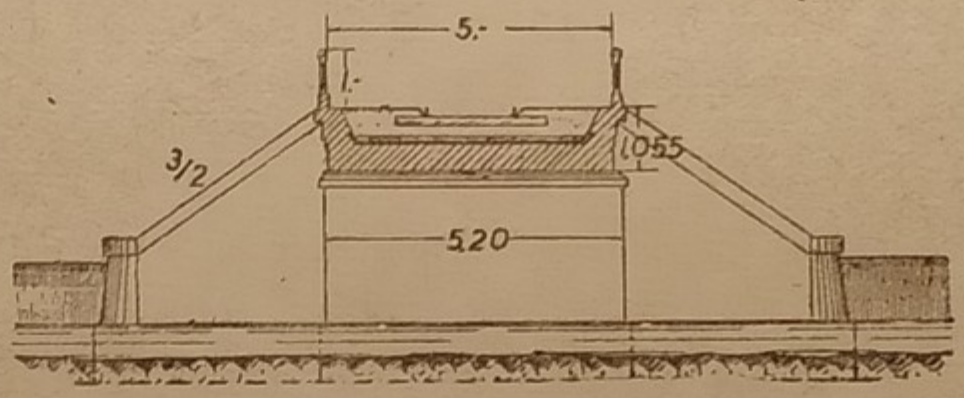
Esempi di progetti di ponti in cemento armato. — 1°) La figura 191 rappresenta un manufatto per una linea ferrata, in calcestruzzo armato con travi di ferro a doppio T poste alla equidistanza di cm. 30. La luce del manufatto è di m. 7 e la sua larghezza computata tra le pareti interne dei parapetti è di m. 5. Nelle due sezioni trasversale e longitudinale si notano le unioni delle travi in ferro a doppio T con tiranti in ferro disposti sfalsati alla distanza di cm. 60 e le armature delle parti laterali del manufatto che sporgono a mensola.

2°) La figura 192 rappresenta un tipo di cavalcavia per strada ordinaria in cemento armato della luce di m. 13,50. Nella sezione trasversale si nota lo spessore medio del solettone in cm. 25, armato di 5 nervature larghe cm. 42 ed alte cm. 100. La larghezza del cavalcavia è di m. 8 dei quali m. 6,40 sono riservati alla carreggiata ed il rimanente alle due banchine laterali. Si noti il particolare della armatura del manufatto.

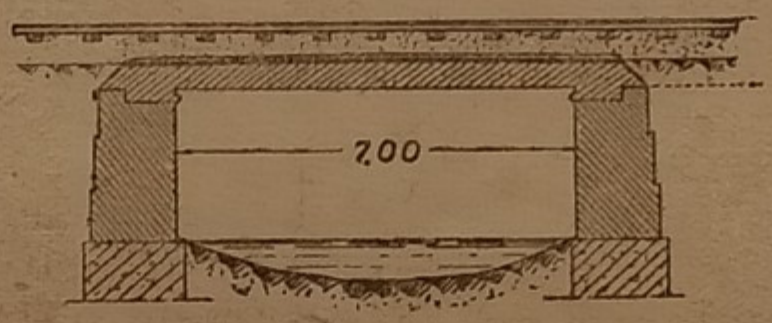
PROSPETTO

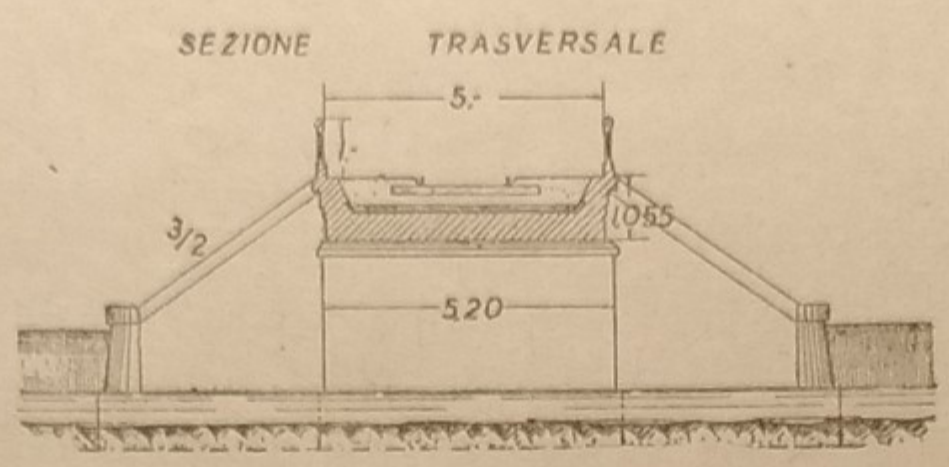


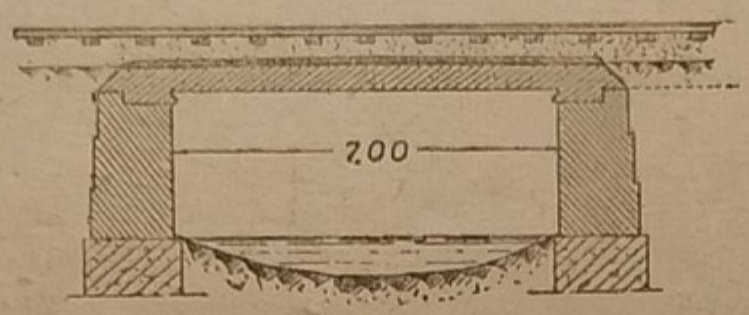
SEZIONE TRASVERSALE

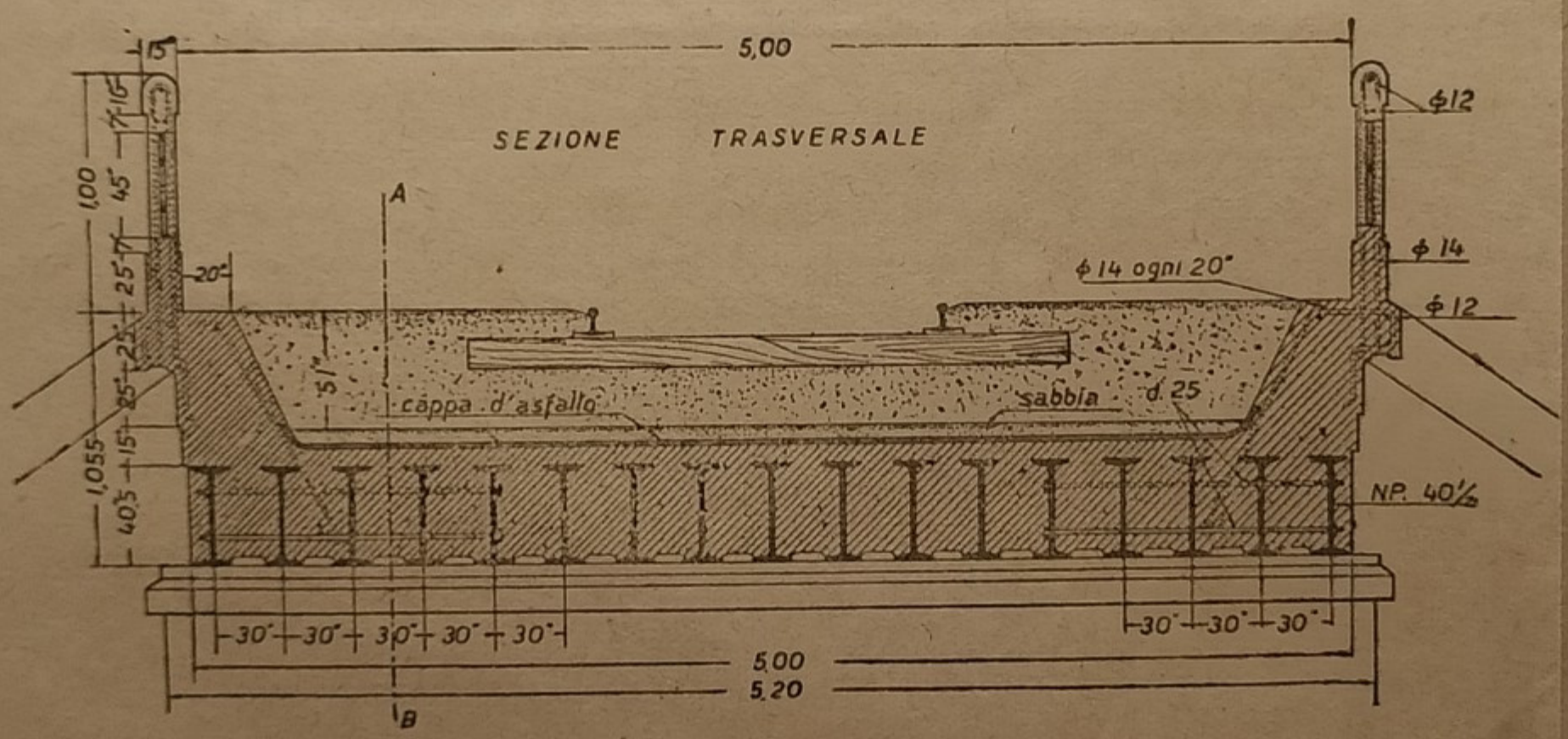


SEZIONE LONGITUDINALE









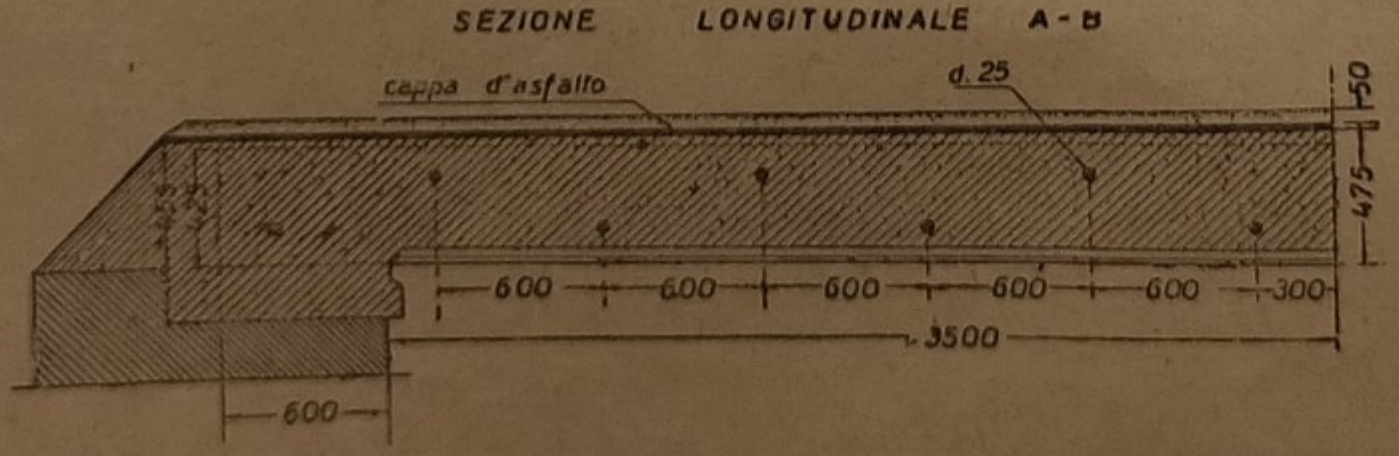
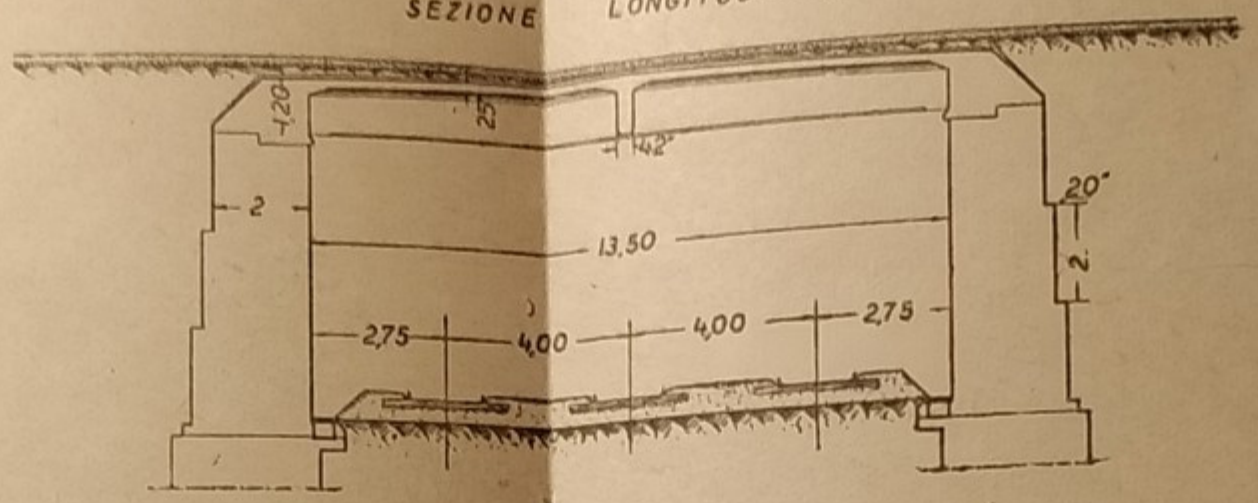
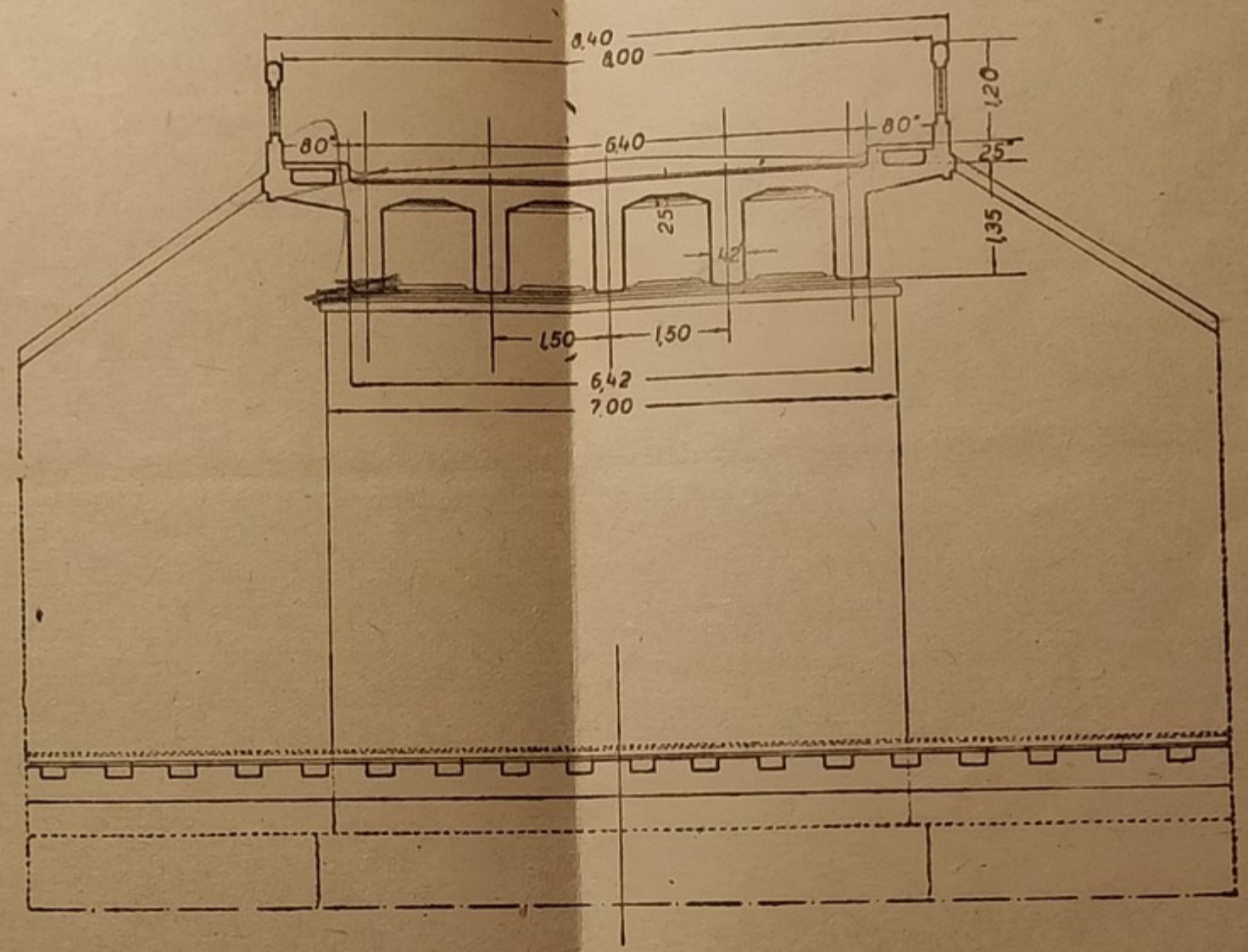


Fig. 181. — *Progetto di ponte ferroviario in cemento armato.* L'armatura del solettone è costituita di ferri a doppio T.

SEZIONE LONGITUDINALE



SEZIONE TRASVERSALE



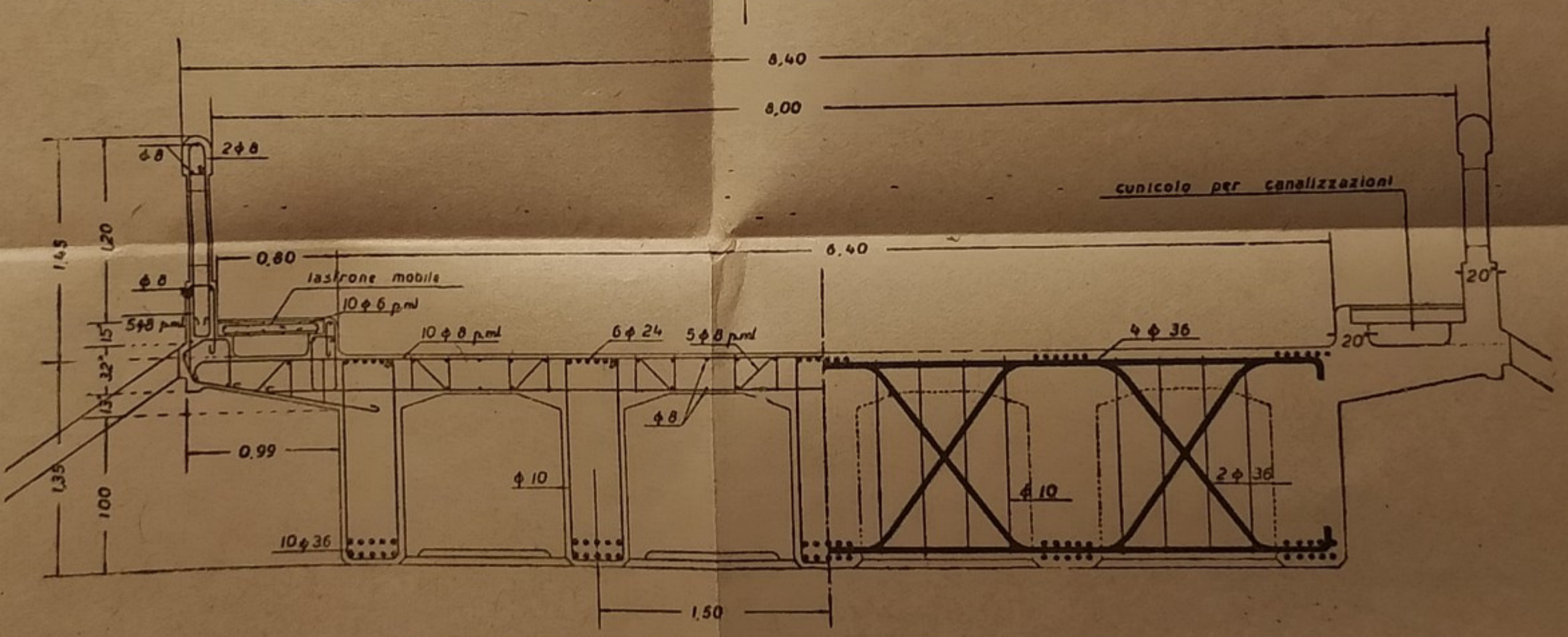
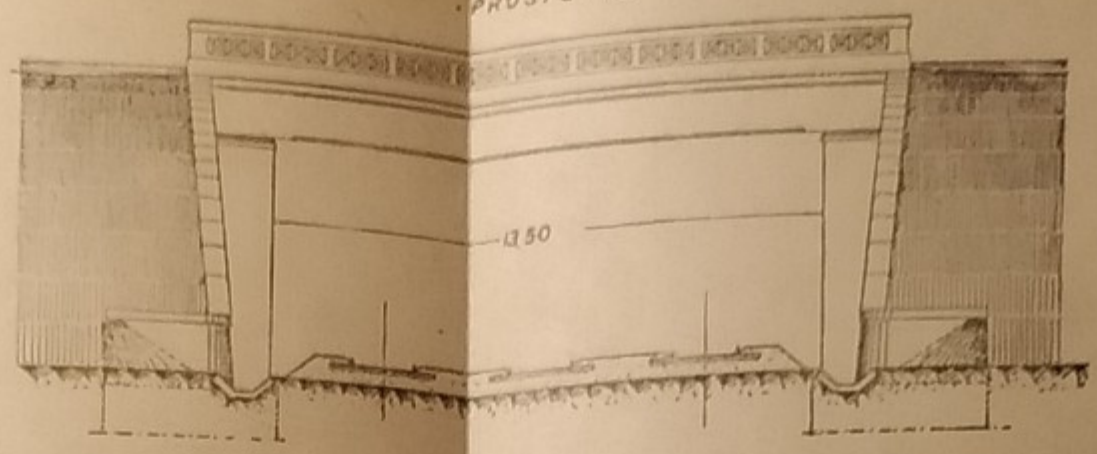
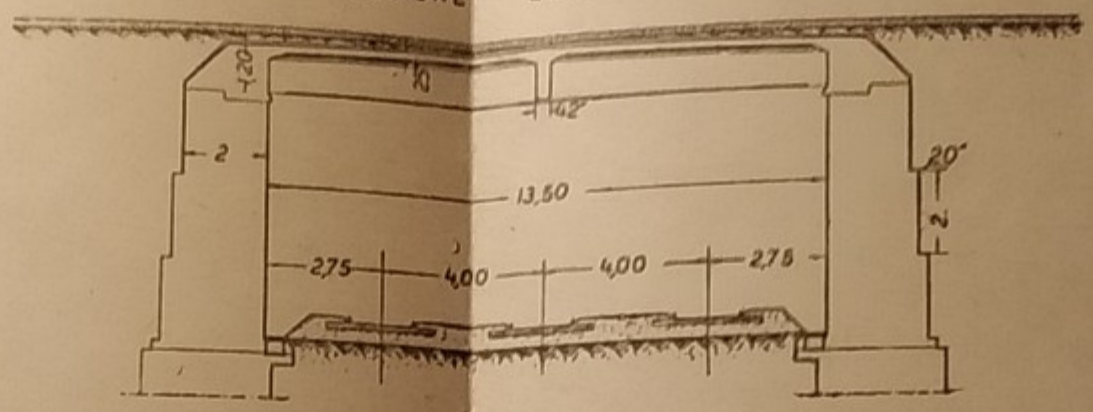


Fig. 192. — Progetto di *cavalcavia in cemento armato* della luce di m. 13,50.
Si notino i particolari dell'armatura metallica nella sezione trasversale disegnata in iscala maggiore.

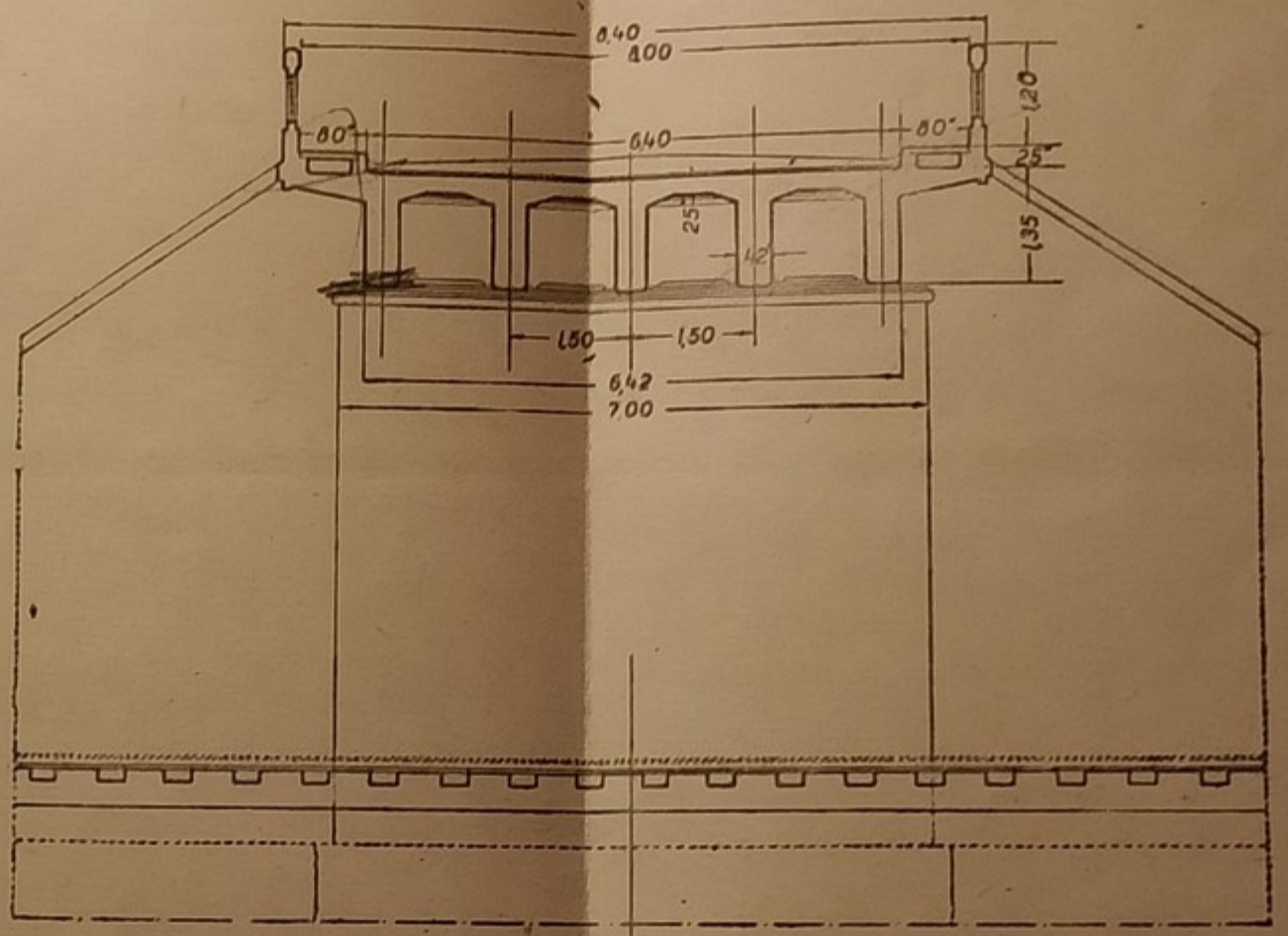
PROSPETTO



SEZIONE LONGITUDINALE



SEZIONE TRASVERSALE



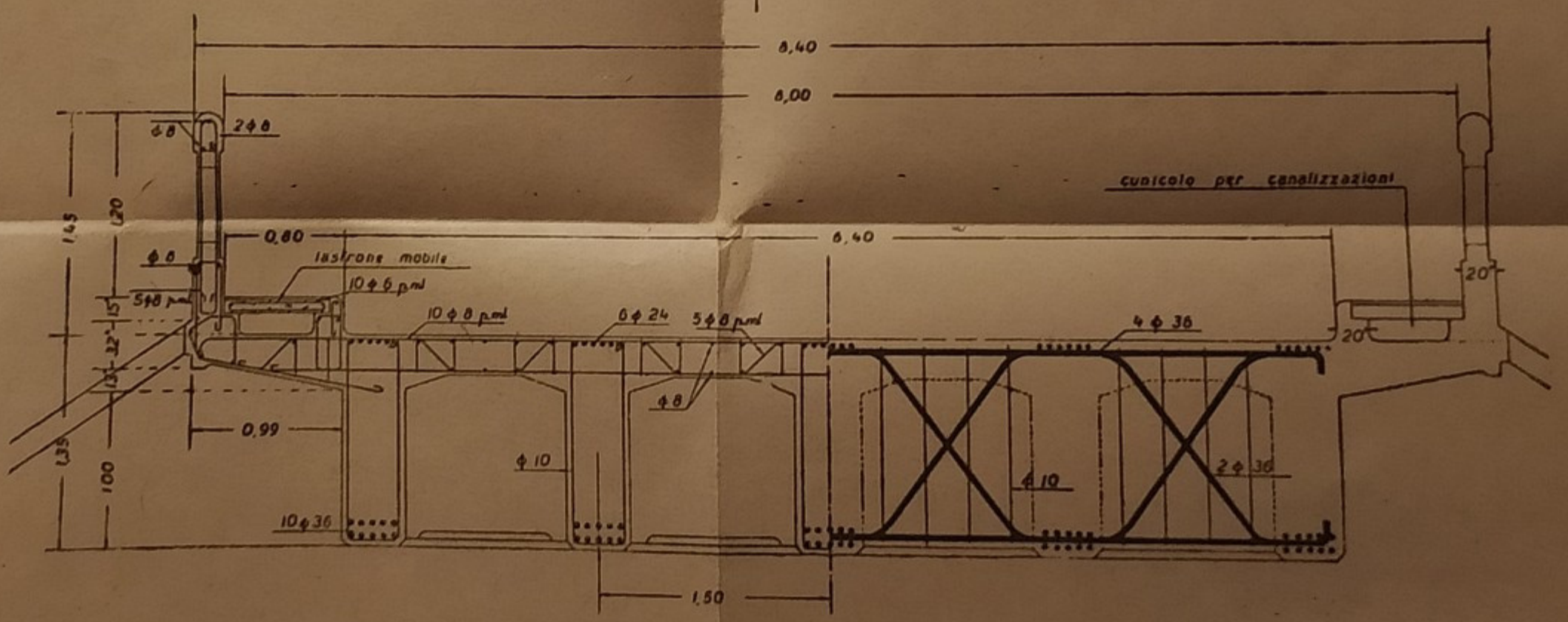
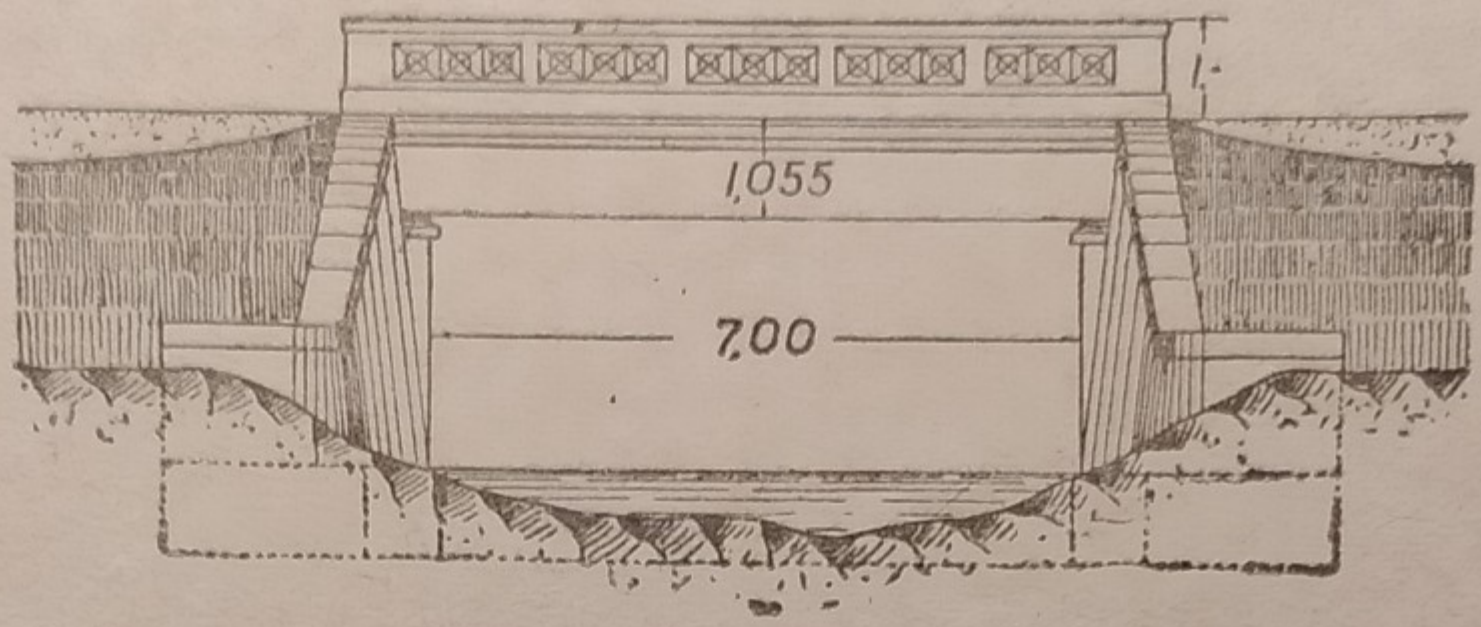
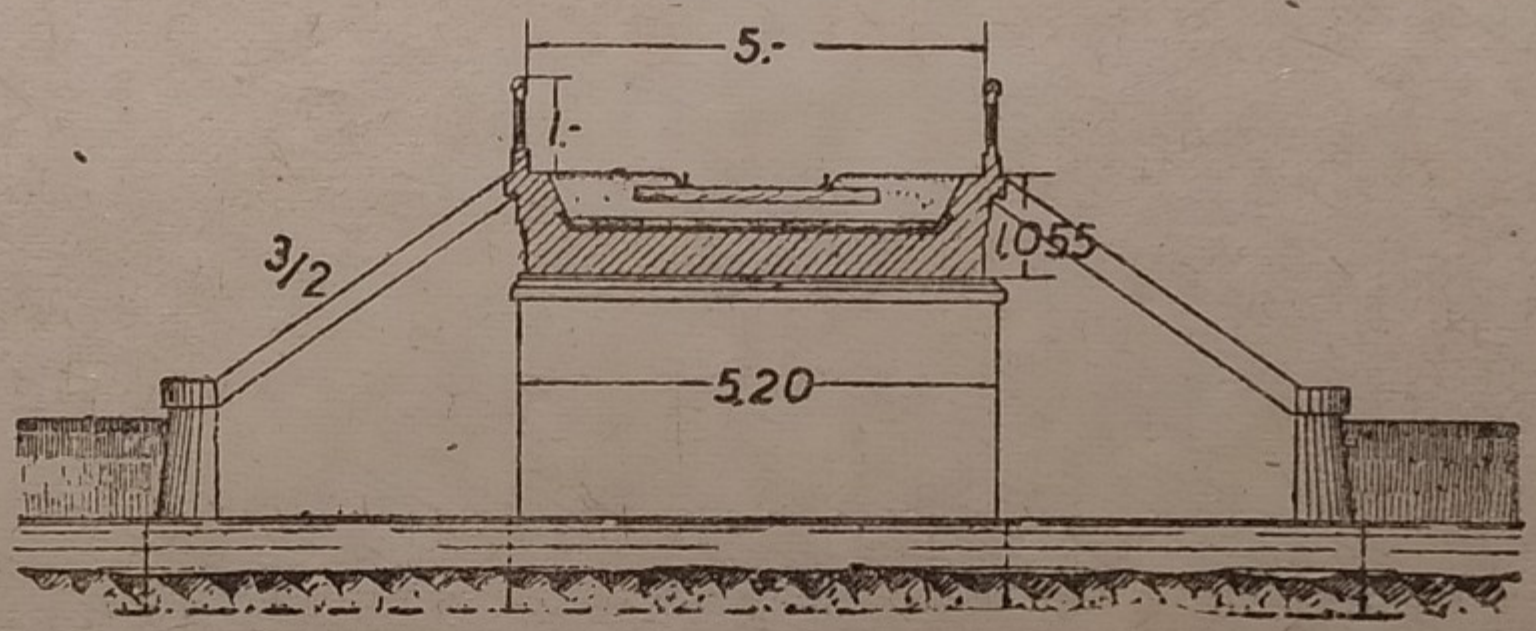


Fig. 192. — Progetto di *cavalcavia in cemento armato* della luce di m. 13,50.
Si notino i particolari dell'armatura metallica nella sezione trasversale disegnata in iscala maggiore.

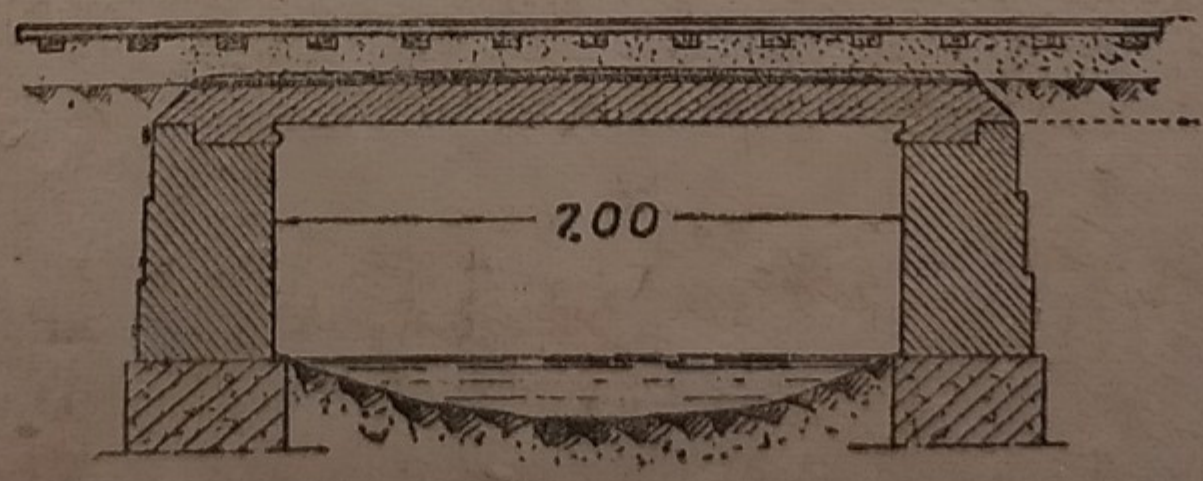
PROSPETTO



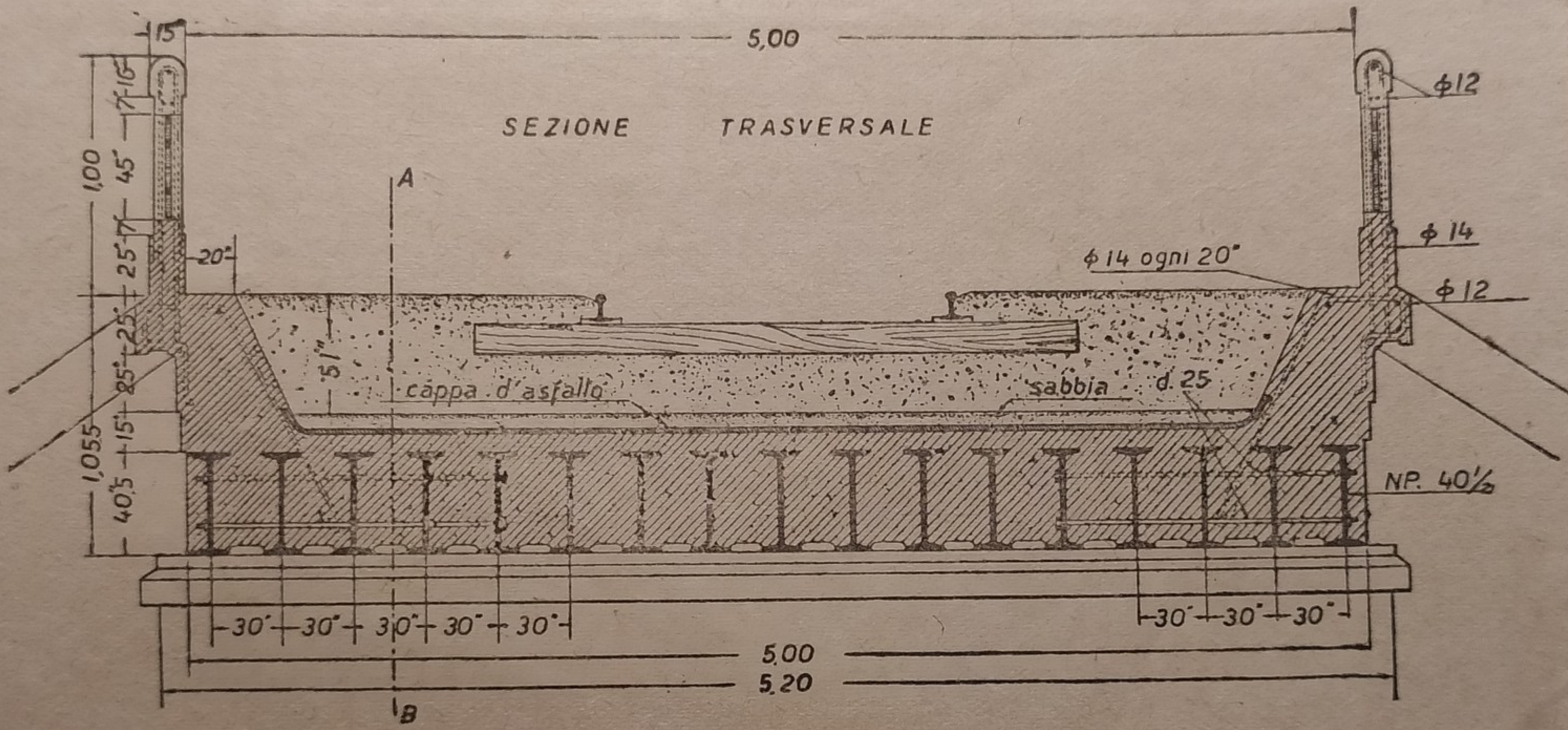
SEZIONE TRASVERSALE



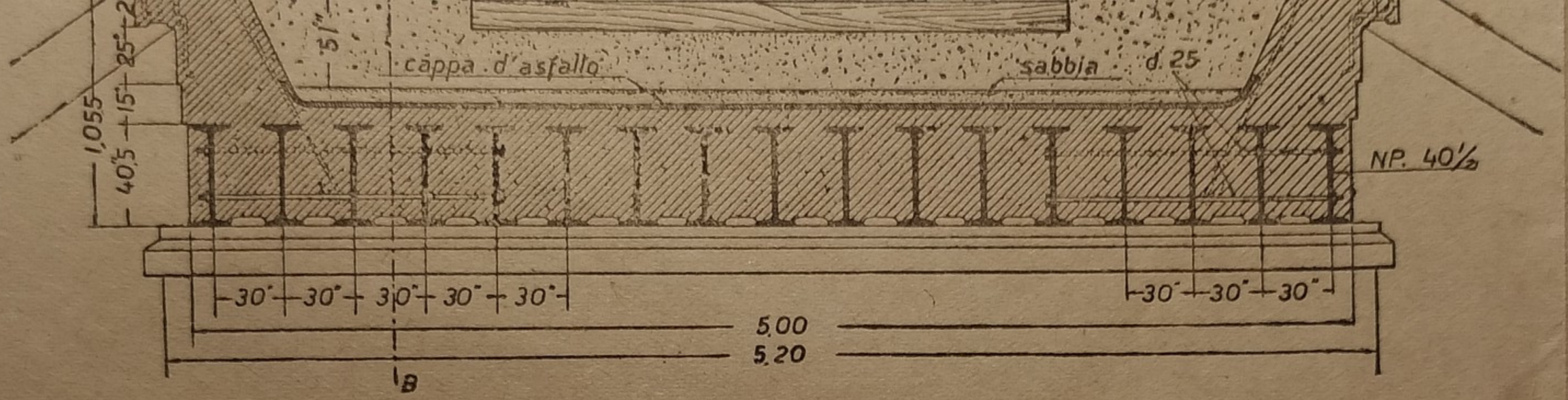
SEZIONE LONGITUDINALE



SEZIONE TRASVERSALE



SEZIONE LONGITUDINALE A - B



SEZIONE LONGITUDINALE A - B

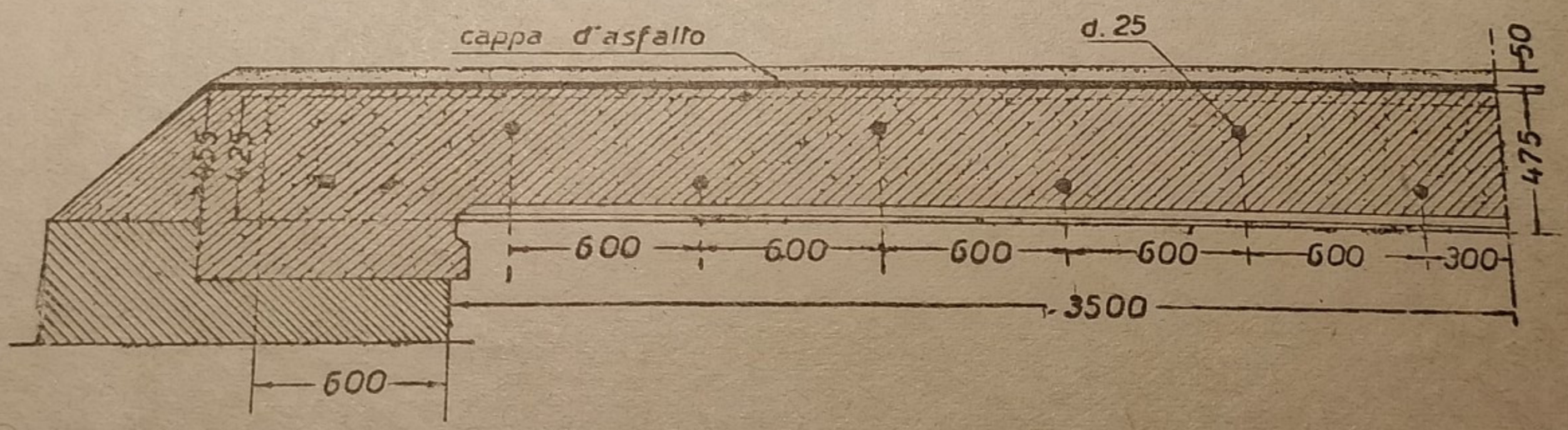
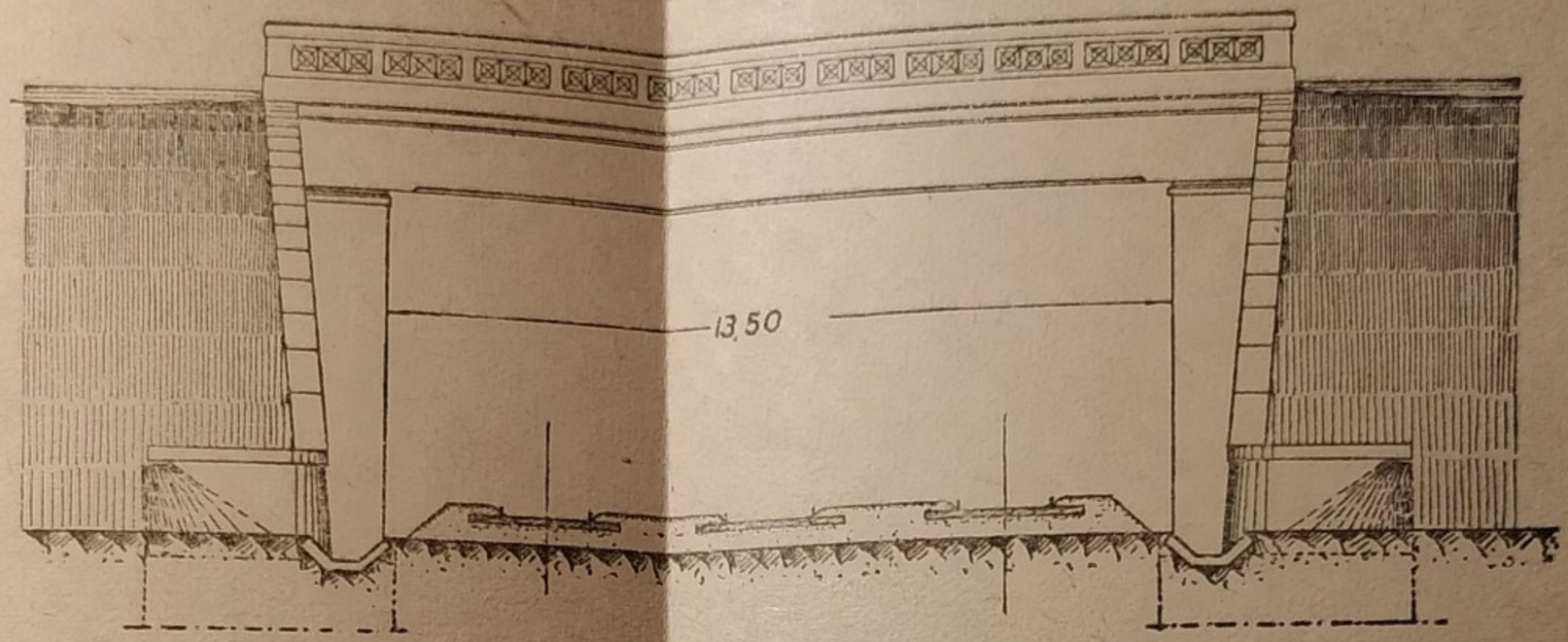
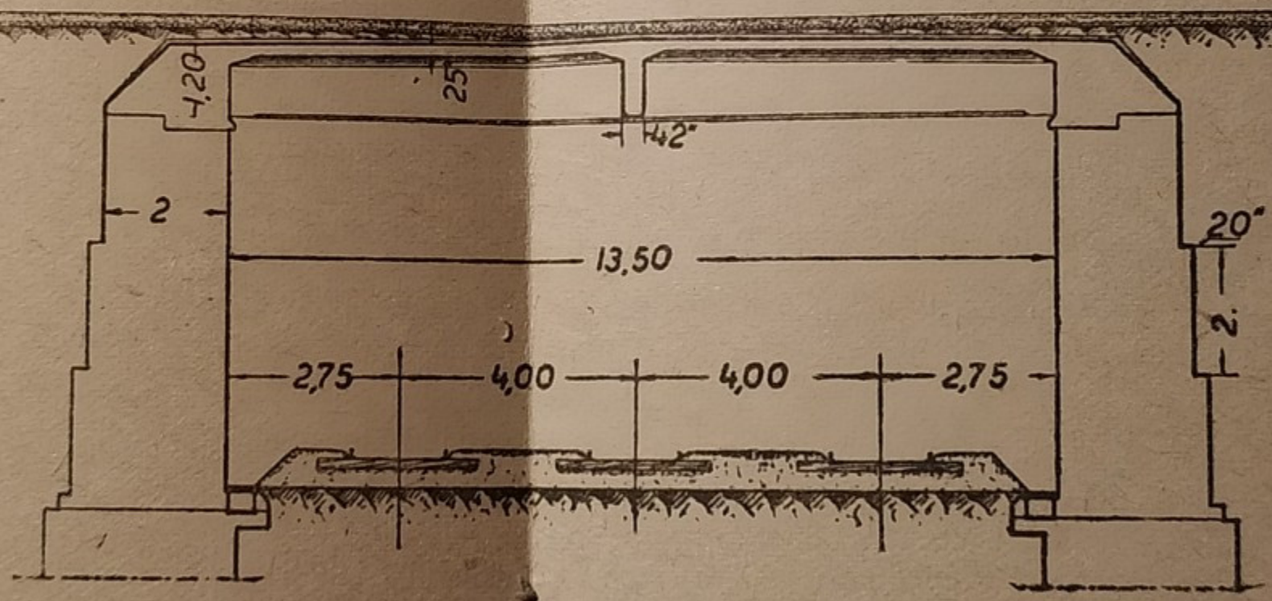


Fig. 181. — *Progetto di ponte ferroviario in cemento armato.* **L'armatura del solettone è costituita di ferri a doppio 1.**

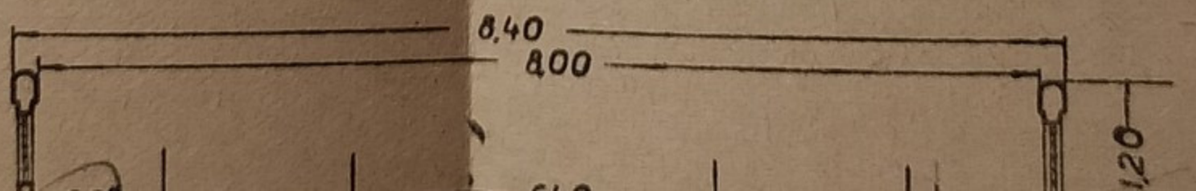
PROSPETTO



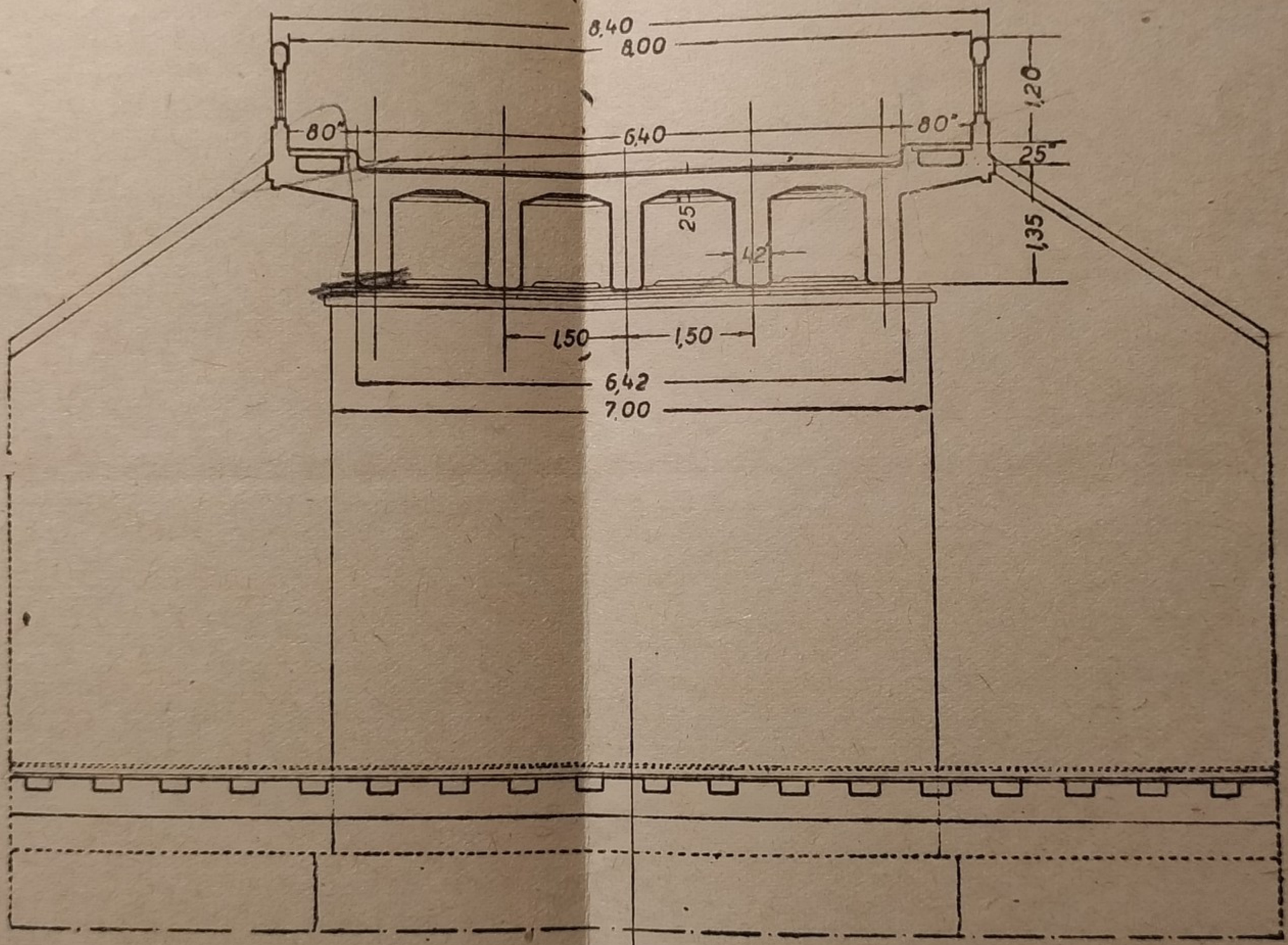
SEZIONE LONGITUDINALE



SEZIONE TRASVERSALE



SEZIONE TRASVERSALE



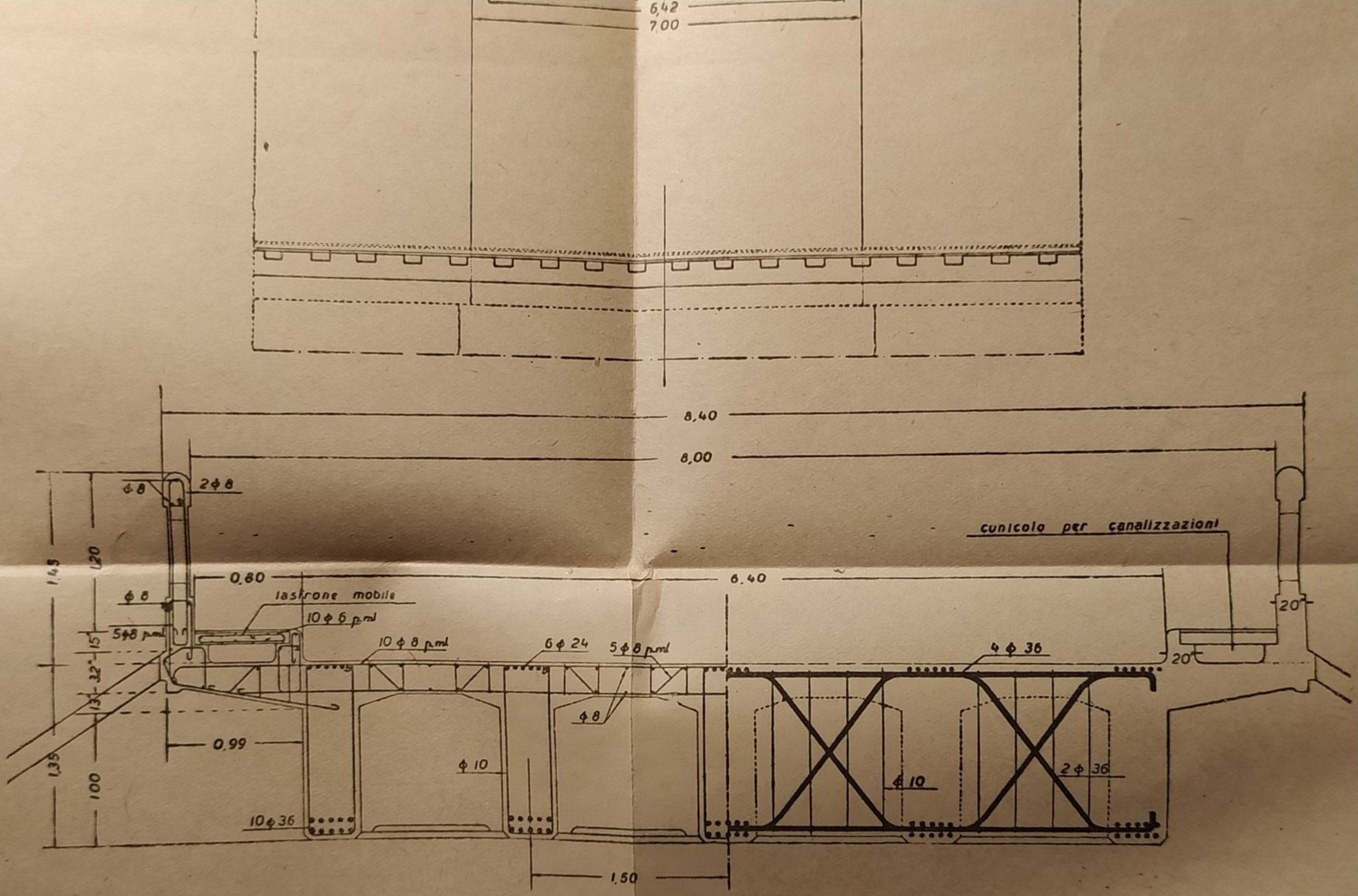


Fig. 192. — Progetto di *cavalcavia in cemento armato* della luce di m. 13,50.
Si notino i particolari dell'armatura metallica nella sezione trasversale disegnata in iscala maggiore.

PARTE SECONDA

COSTRUZIONI IDRAULICHE

Premessa. — Col nome di *costruzioni idrauliche* intendiamo tutte quelle opere che si eseguiscono per raggiungere determinati scopi in presenza di acque superficiali, di sottosuolo, oppure marine. In questo nostro corso elementare verranno esposte le principali norme costruttive che riguardano le opere idrauliche terrestri e cioè *i canali*, *i condotti di fognatura*, *le opere di sistemazione o di difesa in fiumi e in torrenti*, *le opere di sbarramento dei bacini montani*. Ma prima di svolgere i suddetti argomenti sarà opportuno premettere alcune nozioni di idraulica.

Corso d'acqua a pelo libero. — Corsi regolati. — Uno scavo naturale od artificiale destinato a trasportare acqua da un'origine (*immissario*, *incile*) ad un termine (*emissario*, *foce*) e considerato assieme al corpo d'acqua mobile che contiene e trasporta, costituisce un *corso d'acqua a pelo libero*. La cavità entro cui l'acqua si muove dicesi *alveo*. L'alveo comprende il *fondo* o *platea*, che può essere più o meno pianeggiante, le *sponde* o *ripe* cioè le pareti, che possono essere più o meno ripide. Se l'alveo è invariabile, il corso d'acqua si dice *regolato* (come lo sono i *canali*, cioè i *corsi d'acqua artificiali* ed alcuni fiumi). Se l'alveo è soggetto ad escavazione od interrimenti incessanti, il corso si dice ad *alveo mobile* (come lo sono in maggioranza i fiumi ed i torrenti).

Chiamasi *sezione trasversa* o semplicemente *sezione di un corso d'acqua rettilineo o curvilineo*, l'area A (*) della sezione liquida.

Il contorno C della sezione per la sua parte coincidente con l'alveo solido, dicesi *perimetro bagnato*. La quantità di acqua Q passante per la sezione A nell'unità di tempo (comunemente il 1″), dicesi *portata del corso d'acqua*, che può essere costante o variabile. Per *velocità media* V intendiamo il quoziente:

$$V = \frac{Q}{A} .$$

(*) L'area A è ordinariamente in un piano non verticale; ma data la piccola pendenza che presentano i corsi d'acqua regolati, si può ritenere l'area A in un piano verticale.

Avvertiamo subito che le velocità traslatorie variano da un punto all'altro della sezione trasversale A (*), che le velocità superficiali sono in generale tanto più forti quanto maggiore è l'altezza d'acqua sul fondo e che il filetto o la falda acquifera del corso d'acqua, dotato della massima velocità, è il *filone*. La variabilità della velocità da un punto all'altro della sezione dipende principalmente dall'attrito sulle pareti dell'alveo e dall'attrito della superficie libera con l'aria, e generalmente la velocità dell'acqua è minima, se non nulla, sul perimetro bagnato, dove si fa sentire l'adesione e l'attrito sulle pareti, ed invece è massima in un punto situato verso il mezzo della sezione A ma la cui posizione non si può sottoporre ad alcuna legge. Soltanto si può dire che nel *moto rettilineo uniforme* se la sezione A presenta un asse verticale di simmetria, il punto di velocità massima sarà situato su quest'asse, mentre niente si può dire a *priori* per gli altri casi. In termini generici si può asserire che la velocità massima dell'acqua si troverà dove la forza ritardatrice è minima e che essa è più prossima alla superficie o pelo libero che al fondo (**).

La velocità in ciascun punto della sezione A di un corso d'acqua si può determinare con i *tachimetri* (misuratori di velocità). Determinate le velocità in molti punti di A, se si riuniscono i punti di eguale velocità si ottengono le curve dette *isotachie*, mentre se riuniamo i punti delle diverse verticali in ciascuno dei quali la velocità dell'una corrisponde a quella media, avremo il *luogo delle velocità medie*, ecc.

Nello studio dei corsi d'acqua oltre all'area A della sezione liquida si considerano la pendenza i del corso d'acqua ed il raggio medio R della sezione.

La pendenza i *è il quoziente fra la caduta totale che corre fra due punti vicini del pelo libero, situati sull'asse superficiale della corrente, e la distanza effettiva fra i due punti stessi.* Perciò detta pendenza i è uguale a $sen\ \alpha$, essendo α l'inclinazione locale del pelo libero sull'orizzonte.

Per essere α ordinariamente piccolo, si ha pure:

$$i = \sim tg\ \alpha.$$

Il raggio medio R *è il quoziente fra l'area liquida* A *e il perimetro bagnato* C, ossia:

$$R = \frac{A}{C}.$$

(*) Leonardo da Vinci fu il primo a riconoscere che la velocità dell'acqua varia da un punto all'altro della sezione A.

(**) Tuttavia si hanno delle eccezioni, come per esempio di sezioni rettangolari, più alte che larghe, dove la velocità massima dell'acqua è più vicino al fondo anzichè alla superficie cioè al pelo libero.

Fra la velocità massima, V_{max}, in superficie e la velocità media V furono proposte parecchie relazioni, fra le quali citiamo quella di BAZIN:

$$V = V_{max} - 14\sqrt{R \,.\, i}\,.$$

In un calcolo di prima approssimazione si può ritenere

$$\frac{V}{V_{max}} = 0{,}80 \div 0{,}75.$$

Fra le velocità medie V, la velocità in superficie V_s e la velocità al fondo V_f esiste la relazione seguente:

$$V = \frac{2\,V_s + V_f}{3}\,.$$

Fra le numerose formole empiriche riguardanti la velocità media nella sezione è usitatissima la *formola di Bazin moderna* (1897), detta pure *2ª formola di Bazin*:

$$V = \frac{87}{1 + \dfrac{\gamma}{\sqrt{R}}} \cdot \sqrt{R \cdot i}\,.$$

dove γ è il *coefficiente di scabrosità* dell'alveo dato dai valori seguenti:

1) *Pareti liscissime* . . . . . $\gamma = 0{,}06$
2) *Pareti liscie* . . . . . » $= 0{,}16$
3) *Muro in pietrame* . . . . . » $= 0{,}46$
4) *In terre molto regolari o rivestite di pietra* . . . . . » $= 0{,}85$
5) *In terra ordinaria* . . . . . » $= 1{,}30$
6) *In terra con resistenze eccezionali come erbe, sassi, fondo roccioso* . . . . . » $= 1{,}75$

Ponendo:

$$\chi\,(*) = \frac{87}{1 + \dfrac{\gamma}{\sqrt{R}}},$$

la formola di BAZIN diventa

$$V = \chi \cdot \sqrt{R\,i}\,.$$

Qualunque sia la formola che si voglia preferire per la velocità media V, è chiaro che, data la natura dell'alveo e tre delle cinque incognite A, R, i, V,

(*) Leggi *chi*.

$Q = A \cdot V$, siano determinabili le rimanenti. Una buona media per i corsi di notevole sezione porta $\chi = 50$ (dalla prima formola detta *italiana* o di TADINI: $V = 50\sqrt{R\,i}$, che è stata riconosciuta come buona formola *media* pei fiumi); o, meno ristrettamente, $\chi =$ *costante*, per ogni data natura dell'alveo, sicchè per certe speciali ricerche, che richiedono l'uso di calcoli complicati, occorrendo, faremo uso di questo valore di χ.

I. — CANALI E RELATIVE OPERE D'ARTE

Generalità. — Si chiamano *canali quelle vie d'acqua artificiali che hanno un determinato scopo*, per cui i canali si distinguono in *industriali*, d'*irrigazione*, di *bonifica* e di *navigazione*. Accade spesso che uno stesso canale sia destinato ad uno scopo promiscuo: per esempio, un canale può essere d'irrigazione e industriale, oppure di bonifica per prosciugamento nel suo primo tratto più alto o a monte, e d'irrigazione per i terreni più bassi o a valle, ecc.

Lo studio del tracciato di un canale deve farsi tenendo presenti i seguenti criteri di carattere generale: *scelta del percorso più breve e possibilmente rettilineo, oppure formato da pochi rettilinei raccordati con curve a grande raggio; riduzione al minimo dei tratti di canale in galleria oppure in rilevato e in genere dei tratti che richiedano costose opere d'arte, le grandi escavazioni, le costose aree da espropriare. Evitare sempre i terreni franosi e tenere presente le perdite per filtrazione, per evaporazione*, ecc.

Generalmente oltre alla *natura dell'alveo* sono date: *la caduta totale, la portata e la velocità media dell'acqua*. Si tratta di trovare i rimanenti elementi, *la pendenza di fondo del canale, l'area e la forma della sezione e la velocità sul perimetro bagnato*.

Dicesi *portata di un canale o di un tratto di canale, il volume d'acqua Q in m^3., che passa per ogni minuto secondo attraverso ad una sua sezione retta A espressa in m^2*. Avremo Q (*in* $m^3/1''$) $= A$ (*in* m^2) $\times V(m/1'')$. In detta formola V esprime la velocità media dell'acqua, cioè quella velocità ideale che supposta comune a tutte le molecole liquide passanti attraverso la sezione A, darebbe luogo alla portata Q effettiva. Se la velocità V media dell'acqua può ritenersi costante, il moto dell'acqua nel canale sarà *uniforme*. La pendenza di fondo di un canale viene espressa in metri per metro, oppure in metri per chilometro. La forma e le dimensioni della sezione trasversale A sono in relazione non solo colla portata, con la velocità media dell'acqua e colla pendenza del fondo, ma anche con la natura particolare del canale e con la qualità dei materiali impiegati nella costruzione.

I *limiti di velocità* vanno subordinati alla forza di trascinamento e di corrosione sul perimetro bagnato, come pure alla facoltà dell'acqua corrente di tenere sospesi materiali più o meno polverulenti o suddivisi. Nei terreni molto leggeri, per es. le sabbie minute, la velocità media dell'acqua dev'essere minore di m. $0{,}15 \div 0{,}25/1''$; nei terreni argillosi abbastanza compatti la velocità media dell'acqua dev'essere minore di m. $0{,}45 \div 0{,}60/1''$; nei terreni molto compatti o in ghiaia minuta, dev'essere minore di m. $0{,}80 \div 0{,}90/1''$, e in ghiaia media e grossa dev'essere minore di m. $1 \div 1{,}25/1''$. Si adotteranno valori maggiori quando l'acqua contiene sostanze colloidali. Per le sezioni dei canali rivestite in muratura o scavate in roccia resistente si può arrivare sino ai m. $2{,}50/1''$. Per impedire i depositi occorre che la velocità media V superi m. $0{,}20/1''$, nel caso di acque torbide, ed i m. $0{,}50/1''$ per le acque che trasportino sabbie minute.

Generalmente la velocità dell'acqua è compresa tra i m. $0{,}40 \div 0{,}80/1''$ nei canali industriali, tra i m. $0{,}40 \div 1/1''$ nei canali di irrigazione, e tra zero (colle *conche*) e m. $0{,}50/1''$ nei canali di navigazione.

Tachimetri idraulici. — I tachimetri idraulici servono a misurare le diverse velocità traslatorie dei filetti liquidi in punti diversi d'una data sezione retta di un corso d'acqua. Essi si possono distinguere in due categorie e cioè in *galleggianti* e in *fissi*. Alla prima categoria appartengono: il *galleggiante semplice*, il *galleggiante composto*, l'*asta ritrometrica*. Alla seconda appartengono l'antico *pendolo idrometrico* del Guglielmini, gli *idrodinamometri*, il *tubo di Pitot* e la sua modificazione detta di *Pitot-Darcy* ed i *molinelli del tipo Woltmann*.

Nella valutazione della velocità è bene fare sempre la media di molte osservazioni allo scopo di eliminare gli eventuali errori.

Il GALLEGGIANTE SEMPLICE è un corpo qualunque di peso specifico minore di *uno*, consistente generalmente in una sfera di legno o di cera verniciata in rosso, di dimensioni tali che resti quasi del tutto immersa.

Stabilite le sezioni estreme del tronco da esaminare, il quale dev'essere possibilmente uniforme, si getta il galleggiante un poco a monte della sezione iniziale, affinchè nell'attraversarla abbia già acquistato il moto uniforme dell'acqua. Con traguardi e con un cronometro si rileva il tempo t impiegato dal galleggiante a percorrere il tronco di lunghezza l. Detta v la velocità massima superficiale, sarà $v = \frac{l}{t}$. Se si fa l'osservazione n volte e con differenti lunghezze l di tronchi se ne ricaverà il valore definitivo $\frac{\Sigma v}{n}$.

Occorre però osservare che se la pendenza i non è trascurabile, l'accelerazione della gravità induce nel galleggiante una velocità maggiore di quella dell'acqua: quindi si dovranno scegliere dei tronchi piccoli. Il galleggiante serve bene a misurare la velocità sul filone e la sua parte emergente dev'essere minima per non dare presa all'aria (perciò occorrerà adoperare corpi di peso specifico di poco inferiore ad uno). Infine occorrerà scegliere un tronco regolare, rettilineo e uniforme. Durante l'esperienza l'aria dovrà essere calma.

Il GALLEGGIANTE COMPOSTO (*). — Consta di due corpi A e B, ordinariamente sferici (vedi fig. 193), quello A più leggero e l'altro B più pesante dell'acqua e riuniti da una fune o cate-

(*) Fu inventato da Leonardo da Vinci.

nella di lunghezza variabile a piacimento. Stabilita la traslazione uniforme, sia W la velocità del sistema.

Se V_s è la velocità in superficie rilevata in precedenza con un galleggiante semplice e si fa l'ipotesi che i diametri delle due sfere del galleggiante doppio siano eguali, si ha la relazione: $V = 2\,W - V_s$. Una difficoltà è quella di conoscere bene la profondità della sfera B a cui appartiene la velocità V, giacchè il legame delle due sfere si incurva e risulta obliquo. L'errore si attenua facendo il più possibile pesante la sfera B.

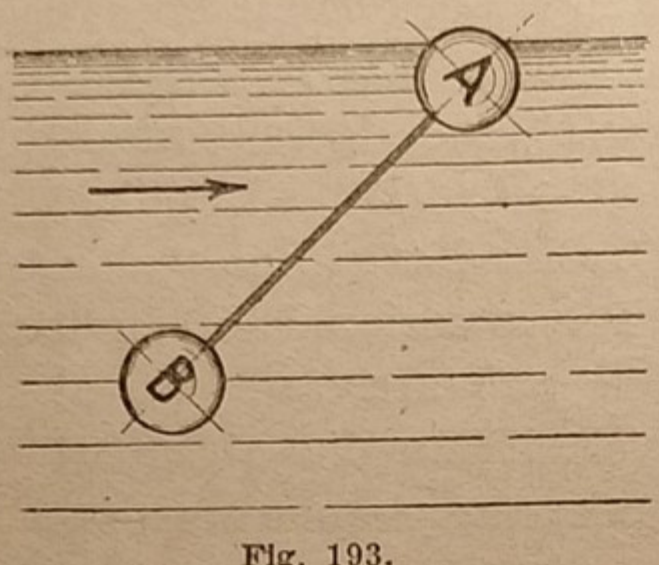


Fig. 193.

L'ASTA RITROMETRICA. — È un'asta composta di due tubi che si possono far scorrere l'uno dentro l'altro e zavorrata in modo da emergere appena dall'acqua. Dà press'a poco la velocità media lungo l'altezza d'immersione quando la profondità d'immersione è quasi eguale a quella totale della corrente. È però meno esatta per piccole immersioni, giacchè la velocità dell'asta risulta un poco maggiore della velocità media.

Tralasciamo di parlare dei pendoli idrometrici e degli idrodinamometri, perchè sono caduti piuttosto in disuso.

TUBO DI PITOT. — Nella sua primitiva forma è un tubo di vetro aperto ad ambedue le estremità ed avente una breve branca orizzontale che viene rivolta contro la corrente (vedi fig. 194). La spinta essendo della forma $K \cdot v^2$, e, salvo un fattore costante, essendo equilibrata da un'altezza h di colonna d'acqua che s'innalza nella branca verticale, si avrà: $v^2 = m^2\,h$ da cui $v = m\sqrt{h}$. La costante m si potrà determinare approssimativamente facendo muovere l'apparecchio in acqua stagnante con velocità costante nota.

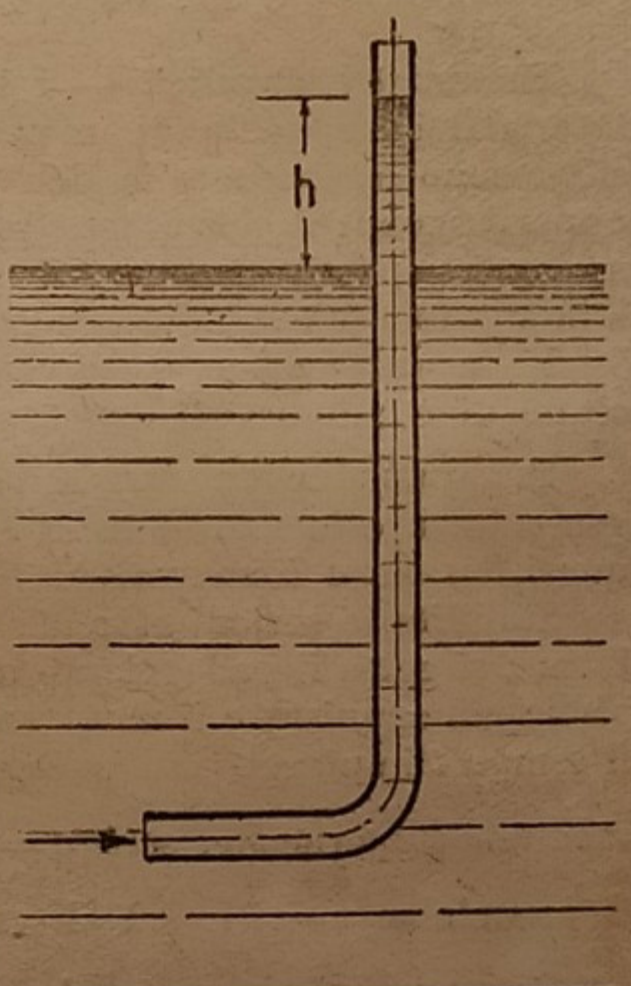


Fig. 194.

TUBO DI PITOT-DARCY. — Per eliminare diversi inconvenienti, quali l'oscillazione della colonna indicatrice, la sopraelevazione capillare, ecc., DARCY apportò al tubo Pitot un'importante modifica basata sul fatto che rivolgendo l'apertura o contro corrente o tangenzialmente ad essa, le tre altezze h, h_1, h_2 di colonna d'acqua (di cui le due ultime negative) sono sempre proporzionali a v^2. Il tubo *Pitot-Darcy* (vedi fig. 195) è sostanzialmente un tubo a-b di Pitot terminato da una branca orizzontale metallica di piccolissimo diametro. Solidale al tubo a-b ed in tutto simile, vi è un altro tubo c-d avente l'apertura d bassa orizzontale ossia tangenziale alla corrente. Basta leggere il dislivello h fra le due colonne liquide verticali sopra una tavola graduata alla quale sono incastonati i due tubi. Un rubinetto e permette d'intercettare la comunicazione fra i bracci verticali ed orizzontali, manovrando il rubinetto dall'esterno a mezzo di fili. I due tubi comunicano superiormente facendo capo ad una ultima branca g-i che può essere un tubo di gomma e da cui si può aspirare l'aria diminuendo egualmente la pressione sopra i due livelli. In tal modo è possibile fare la lettura più comodamente ed anche togliendo l'apparecchio dalla sua posizione di esperienza. Le due altezze h_1 ed h_2 sono espresse dalle relazioni seguenti: $h_1 = K_1\,v^2$; $h_2 = K_2\,v^2$.

Quindi sommando membro a membro si ha: $h = h_1 + h_2 = (K_1 + K_2)\,v^2 = K\,v^2$ da cui

$$v = \sqrt{\frac{h}{K}} = \frac{1}{\sqrt{K}} \cdot \sqrt{h} = \mu\sqrt{h}\,. \qquad (1)$$

Avendo posto la costante $\frac{1}{\sqrt{K}} = \mu$. Per determinare μ si possono fare più esperienze in acqua stagnante, quindi scrivendo la (1) così:

$$v = \frac{\mu^2 h}{v}, \quad \text{oppure:} \quad \frac{v}{\frac{h}{v}} = \mu^2$$

si traccerà la retta d'ascisse v e d'ordinate $\frac{h}{v}$ e il coefficiente angolare di tale retta darà μ^2.

Si osservi che il tubo *Pitot-Darcy* non conviene per velocità troppo piccole e variabili.

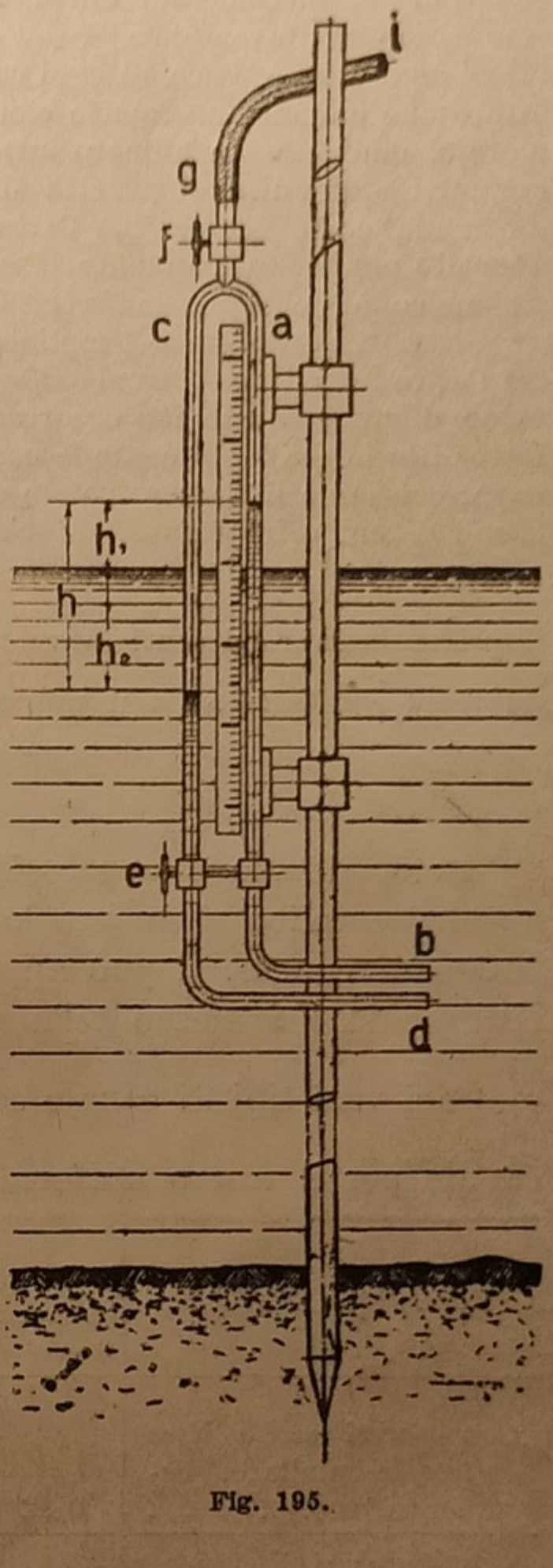


Fig. 195.

Molinelli Woltmann. — Il tipo primitivo consta essenzialmente di un asse od albero girevole col minimo attrito, diretto secondo la corrente e munito di una ruota a due o quattro palette che si mette a girare sotto l'impulso dell'acqua.

Una vite perpetua tagliata sull'albero mette in moto l'ingranaggio di un contatore di giri. Ordinariamente, ad ogni giro dell'albero, una prima ruota si sposta di un dente, una seconda fa altrettanto ogni 10 giri. Per metter l'apparecchio in azione, la vite perpetua ingrana colle ruote del contatore, reso mobile il sistema a mezzo di un filo al momento desiderato. Tutto lo strumento è raccomandato ad un'asta verticale che va fissata sul fondo dell'alveo. Il modello primitivo presenta molti difetti che in seguito furono eliminati a mezzo di perfezionamenti introdotti nell'apparecchio.

Se N indica il numero totale dei giri compiuti entro il tempo t, nell'ipotesi che il moto sia uniforme, il numero dei giri per ogni secondo sarà: $n = \frac{N}{t}$. Ad ogni esperienza si dovrà rimetterè il contatore a zero oppure si dovrà prendere nota dell'indicazione iniziale ottenendo così N per differenza. Senza entrare in trattazioni teoriche che non vanno esenti da obiezioni e che portano ora ad un risultato e ora ad un altro, ricorriamo alle esperienze le quali c'indicano che la velocità v dell'acqua, nel caso dell'apparecchio molto sensibile, è espressa dalla seguente formola lineare:

$$v = A \times n + B$$

dove n è il numero dei giri del molinello ed A e B sono due costanti da determinarsi con esperienze preliminari. Fra i diversi metodi di determinare A e B si preferisce il metodo dei minimi quadrati, il cui principio « *dev'essere minima la somma dei quadrati degli errori di* m *osservazioni* » ci porta alle seguenti relazioni:

$$A = \frac{m\Sigma nv - \Sigma n \Sigma v}{m\Sigma n^2 - (\Sigma n)^2}; \qquad B = \frac{\Sigma n^2 \Sigma v - \Sigma n \Sigma nv}{m\Sigma n^2 - (\Sigma n)^2},$$

avendo supposto le m osservazioni di eguale attendibilità o peso.

Per eseguire il taramento si può spostare con nota velocità l'apparecchio entro l'acqua stagnante, come abbiamo indicato pel tubo di Pitot-Darcy, oppure osservare le indicazioni fornite dall'apparecchio esposto a correnti di velocità già precedentemente determinate.

Un primo perfezionamento del molinello di Woltmann fu introdotto da AMSLER-LAFFON. Nel tipo per piccole profondità le modifiche principali consistono nella messa in marcia del contatore con un semplice tiro di cordino e la sospensione della marcia con un tiro successivo. la segnalazione elettrica ad ogni cento giri mercè un bottone risaltato su di una ruota del contatore che chiude un circuito elettrico e fa suonare un campanello. Perciò bisogna far compiere al molinello un numero intero di centinaia di giri e rilevare il tempo trascorso. Il tipo per forti profondità e velocità differisce dal primitivo molinello per la sospensione ad un filo metallico invece che per l'attacco ad un'asta fissa. È necessario servirsi di una barca con apposito ponticello sporgente. Per l'orientazione esatta del molinello contro corrente serve un timone conico che può muoversi entro certi limiti.

Ulteriori perfezioni del molinello Woltmann furono introdotte dal prof. HARLACHER, che fra l'altro introdusse il *cronografo* che può constare di un contasecondi accoppiato con un contatore di giri, così che non occorrono gli ingranaggi dei precedenti modelli. Se il molinello viene fatto discendere lentamente e con moto uniforme dal pelo dell'acqua sino al fondo, se con N rappresentiamo il numero totale dei giri fatti dall'albero in tale percorso e con T rappresentiamo il tempo impiegato, affinchè nella relazione

$$v = A\,n + B$$

il primo membro diventi la velocità media v_m lungo la verticale percorsa dal molinello, dovremo sostituire ad n il rapporto $\frac{N}{T}$ (ciò che si dimostra col calcolo superiore). Avremo quindi:

$$v_m = A \cdot \frac{N}{T} + B\,.$$

Determinazione approssimata della velocità media. — Se con un galleggiante semplice si misura la velocità V_s nel filone della corrente per un dato tratto di canale, si può approssimativamente ricavare la corrispondente velocità media V a mezzo della seguente tabella che ci fornisce i valori del rapporto $\frac{V}{V_s}$ nei vari tipi di canale ed in funzione del raggio medio R della sezione del canale per il tratto uniforme che si considera:

TIPO DI CANALE	Valori del rapporto $\frac{V}{V_s}$ per							
	$R = m\ 0{,}05$	$R = m\ 0{,}10$	$R = m\ 0{,}15$	$R = m\ 0{,}20$	$R = m\ 0{,}25$	$R = m\ 0{,}50$	$R = m\ 1$—	$R = m\ 2 \div 5$
Con pareti molto lisce (tavole piallate, cemento, ecc.)	0,82	0,83	0,84	0,85	0,85	0,85	—	—
Con pareti lisce (tavole gregge, muratura regolare, ecc.)	0,76	0,79	0,81	0,82	0,82	0,83	—	—
Con pareti poco lisce (muratura grezza, pietrame, ecc.) . . .	0,65	0,70	0,74	0,76	0,77	0,80	0,80	0,81
Canali in terra . . .	—	0,54	0,58	0,62	0,64	0,70	0,75	0,78
Canali e fiumi scorrenti in ghiaia	—	—	0,50	0,53	0,56	0,62	0,68	0,74

Pendenza di fondo dei canali. — Le pendenze comunemente adottate in metri per chilometro sono: *per i canali industriali* m. 0,50 ÷ 1; per i canali di *irrigazione e collettori di bonifica, di grandi dimensioni* m. 0,20 ÷ 0,50 e per quelli di piccole dimensioni m. 0,60 ÷ 0,80. Per i canali poderali e per quelli di bonifica per *colmata* (cioè per deposito di torbide) occorrono pendenze forti di m. 1 ÷ 2 per km. Nei canali navigabili e per le necessità stesse della navigazione la pendenza si tiene m. 0,00 (nelle *chiuse* o *conche di sostegno*) ÷ 0,25 per km. Nei canali di *scarico di opifici* m. 1 ÷ 2 per km. e per le *fogne stradali* m. 2 ÷ 5 per km.

Sezione trasversale dei canali. — Nello studiare la *forma* della sezione trasversale di un canale occorrerà tenere presenti le esigenze e l'economia della costruzione. Così ai canali murati converrà la forma rettangolare o trapezia con debole inclinazione di sponde e qualche volta anche la forma ovoidale, come nei canali in galleria o per fognatura, mentre ai canali in terra converrà la forma trapezia con forte inclinazione di scarpate, per esempio di 3/2 ed anche più.

Data la natura delle pareti del canale, la portata Q e la pendenza i di fondo, può interessare conoscere la forma della sezione che presenti la minima resistenza , ossia per la quale la velocità media V risulti massima. Con considerazioni di analisi superiore applicate alla sezione trapezia simmetrica, che è la forma più comune che si assegna al canale, si perviene a dimostrare che « *la sezione di minima resistenza, lasciando completamente libera la scelta degli elementi del trapezio simmetrico* (e cioè la larghezza in superficie, quella del fondo, l'altezza del pelo d'acqua e l'angolo d'inclinazione delle sponde sulla verticale), *è la semiesagonale* ».

Ma in pratica questa sezione non si può sempre utilizzare: per esempio nei canali di notevoli dimensioni occorre fare le altezze molto moderate rispetto alle larghezze e nei canali in terra le sponde debbono generalmente tenersi molto inclinate sulla verticale. Se si indica con l la larghezza di fondo della sezione (vedi fig. 196), con φ l'angolo d'inclinazione delle sponde sulla verticale e con h l'altezza dell'acqua sul fondo, l'area A della sezione bagnata o viva è data da:

$$A = l \cdot h + h^2 \, tg \, \varphi = l \cdot h + n \, h^2,$$ avendo posto $n = tg \, \varphi$. Il contorno bagnato C è dato da:

$$C = l + \frac{2 \cdot h}{cos \, \varphi} .$$

L'inclinazione delle sponde varia con la natura del terreno. Comunemente si tiene $tg \, \varphi = n = 1{,}5 \div 2$ per i terreni sabbiosi piuttosto sciolti; $tg \, \varphi = n = 1{,}25 \div 1{,}5$ per i terreni sabbio-ghiaiosi; $tg \, \varphi = n = 1 \div 1{,}25$ per i terreni

prevalentemente argillosi, compatti o rivestiti di zolle erbose. Per i canali in muratura si tiene $\text{tg}\,\varphi = n = 0{,}1 \div 0{,}5$. Nei canali scavati in roccia o nelle gallerie a pelo libero si tiene $\text{tg}\,\varphi = n = 0{,}10$ oppure si tengono le sponde verticali. Quando la sezione del canale è molto grande, si potrà ricorrere alla forma policentrica.

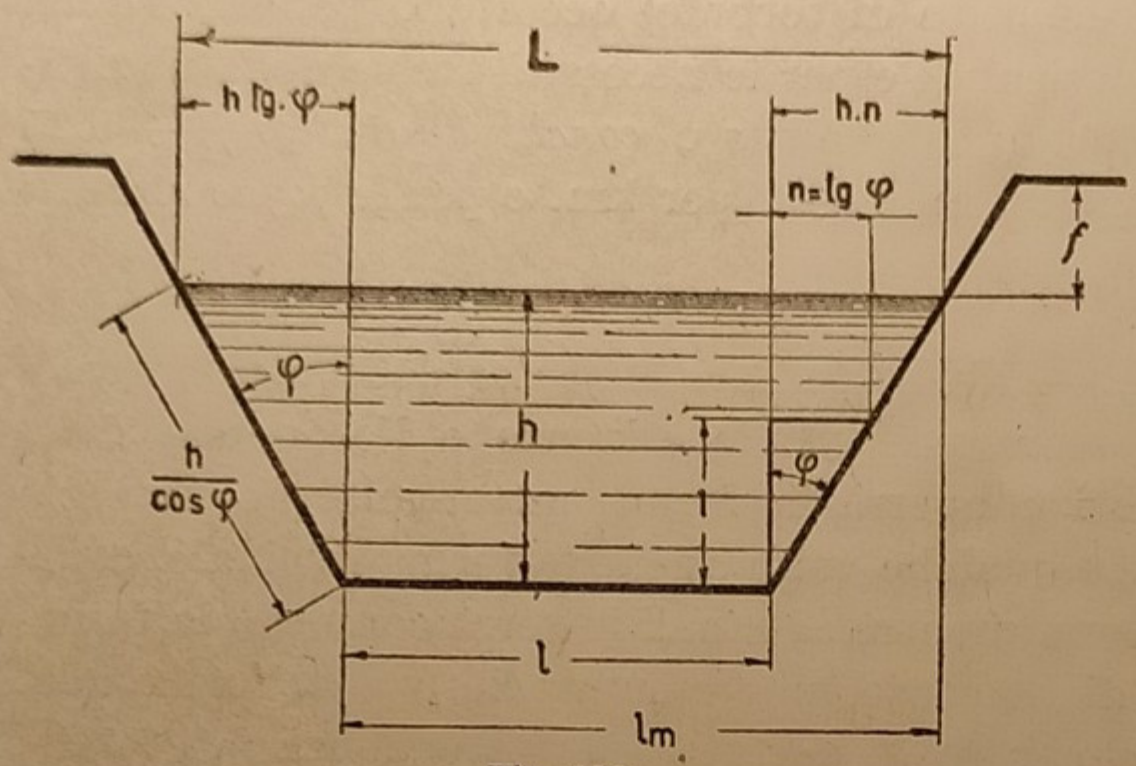


Fig. 196.

Praticamente, a mezzo di apposite tabelle, si possono ricavare i valori di A, di C o di $R = \dfrac{A}{C}$ per una serie di sezioni trapezie, aventi larghezze di fondo ed altezze d'acqua comprese entro certi limiti pratici e per le più usuali inclinazioni delle sponde.

La sezione di un canale è generalmente ricavata entro il terreno naturale (vedi figura 197 *a*). Nelle zone molto depresse attraversate dal canale può darsi che la sezione emerga in parte od in tutto rispetto al terreno naturale e allora (vedi figg. 197 *b* e *c*) le sponde sono costituite in parte oppure totalmente da due solidi argini longitudinali per la cui costruzione generalmente si utilizzano le terre di escavazione dei tratti prossimi di canale, oppure facendo uso di terra prelevata dalle cave di prestito. La figura 197 *d* mostra un esempio di sezione di canale a mezza costa e la fig. 197 *e*, è quella della sezione di canale in trincea molto profonda con scarpe interrotte da banchine.

Utilizzando la sezione trapezia occorrerà proporzionare la larghezza media della sezione all'altezza, poichè una larghezza eccessiva in rapporto all'altezza aumenterebbe la zona d'occupazione del terreno e darebbe luogo ad un'eccessiva perdita d'acqua per evaporazione, mentre nel caso opposto, e cioè con sezione molto stretta e profonda, si aumenterebbero la difficoltà dello scavo e le perdite d'acqua per infiltrazione. A titolo di orientamento, se A risulta minore di m². 0,50, indicando con l_m la semisomma delle basi del trapezio isoscele, ossia $l_m = \dfrac{l + L}{2}$, si potrà assumere: $l_m = 2h \div 3h$, mentre per $A >$ m². 0,50 si terrà $l_m = (a + 0{,}075\,A)h$, ponendo $a = 3 \div 4$.

Riguardo alle perdite d'acqua nei canali, si può ritenere che per *evaporazione* si perda al giorno mediamente da mm. $3 \div 7$ di strato d'acqua, con un massimo nell'estate di mm. $8 \div 20$. L'evaporazione varia con la temperatura,

con lo stato igrometrico dell'aria e perciò con la latitudine, col clima e con l'esposizione. Le perdite per infiltrazione si possono calcolare al minimo per una altezza d'acqua di mm. 1 al giorno per i canali con fondo di argilla, di roccia compatta o di muratura ordinaria ed al massimo di mm. 6 per i canali

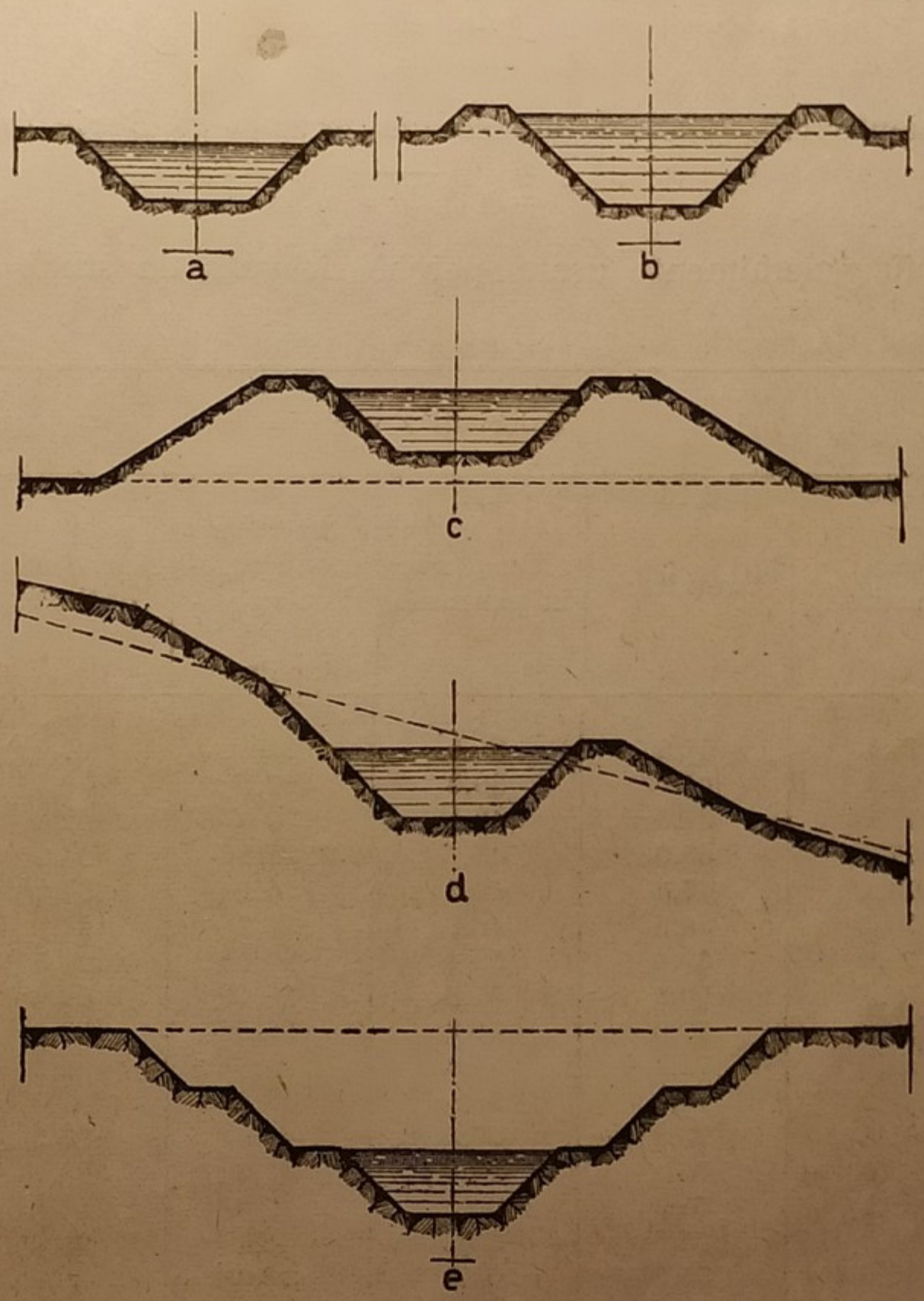


Fig. 197.

in terra nuovi e lunghi, mentre per canali in terra già sistemati si può calcolare in mm. 8 ÷ 20. Si può diminuire la perdita per infiltrazione, facendo ristagnare nel canale acqua in cui siasi disciolto latte di calce ed argilla. Se il terreno è molto permeabile, si potrà ricorrere ad un rivestimento generale di argilla oppure di muratura di ciottoli o di pietrame e malta. In certi canali si adotta il rivestimento del fondo e delle sponde in calcestruzzo sul quale, occorrendo, si potrà applicare un piccolo strato d'intonaco cementizio.

Determinazione pratica del coefficiente χ. — Il noto manuale Colombo dà già calcolati i valori di

$$\chi = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}},$$

cioè del coefficiente che figura nella *seconda formola di Bazin* (vedi pag. 253)

$$V = \chi \sqrt{R \cdot i}$$

che è quella più generalmente usata, perchè ricavata da studi su esperienze successive:

Raggio medio $R = \frac{A}{C}$ in metri	Valori di χ per $\gamma =$ 0,06 Pareti liscissime	0,16 Pareti liscie	0,46 Muratura in pietrame	0,85 In terre molto regolari o rivestite di pietre	1,30 In terra ordinaria	1,75 In terra con erbe, sassi, ecc.
0,10	73,1	57,8	35,5	23,6	17,0	13,5
0,15	75,3	61,6	39,9	27,2	19,7	15,9
0,20	76,7	64,0	43,1	30,0	22,3	17,9
0,25	77,7	65,9	45,3	32,2	24,2	19,5
0,30	78,4	67,3	47,3	34,1	25,8	20,9
0,35	79,1	68,5	48,9	35,7	27,2	22,2
0,40	79,4	69,4	50,4	37,1	28,5	23,3
0,45	79,8	70,2	51,6	38,4	29,6	24,3
0,50	80,2	71,0	52,7	39,5	30,6	25,2
0,60	80,7	72,1	54,6	41,5	32,5	26,9
0,70	81,2	73,0	56,1	43,2	34,0	28,4
0,80	81,5	73,8	57,5	44,6	35,3	29,6
0,90	82,0	74,4	58,6	45,9	36,7	30,8
1,00	82,1	75,0	59,6	47,0	37,8	31,9
1,10	82,3	75,5	60,5	48,1	38,8	32,8
1,20	82,5	75,9	61,3	49,0	39,8	33,7
1,30	82,7	76,3	62,0	49,8	40,6	34,6
1,40	82,9	76,7	62,6	50,6	41,5	35,5
1,60	83,1	77,2	63,8	52,0	42,9	36,7
1,80	83,3	77,7	64,8	53,3	44,2	38,0
2,00	83,5	78,2	65,7	54,3	45,3	39,1
2,50	83,8	79,0	67,4	56,6	47,7	41,5
3,00	84,1	79,6	68,7	58,4	49,7	43,5
4,00	84,5	80,6	70,7	61,1	52,7	46,6
5,00	84,7	81,2	72,2	63,0	55,0	49,0
6,00	84,9	81,7	73,2	64,6	56,9	51,0

Oltre alla seconda formola di Bazin, si fa pure uso nei calcoli dei canali della formola di KÜTTER: $V = \chi\sqrt{R \cdot i}$, dove $\chi = \dfrac{100\sqrt{R}}{\sqrt{R} + m}$, che è specialmente usata per valori di $i > 0{,}0005$, essendo m il *coefficiente di scabrezza* secondo la tabella riportata sul manuale Colombo.

Anche per questa formola il manuale Colombo dà una tabella per i valori di χ in funzione dei valori di R. Il coefficiente m varia da un minimo di 0,12 (cemento liscio e sezione semicircolare) ad un massimo di 2,50 (canali in terra mal tenuti, fiumi in ghiaia) od anche fino a 3 (canali di scolo in terra, secondo l'ing. VILLORESI).

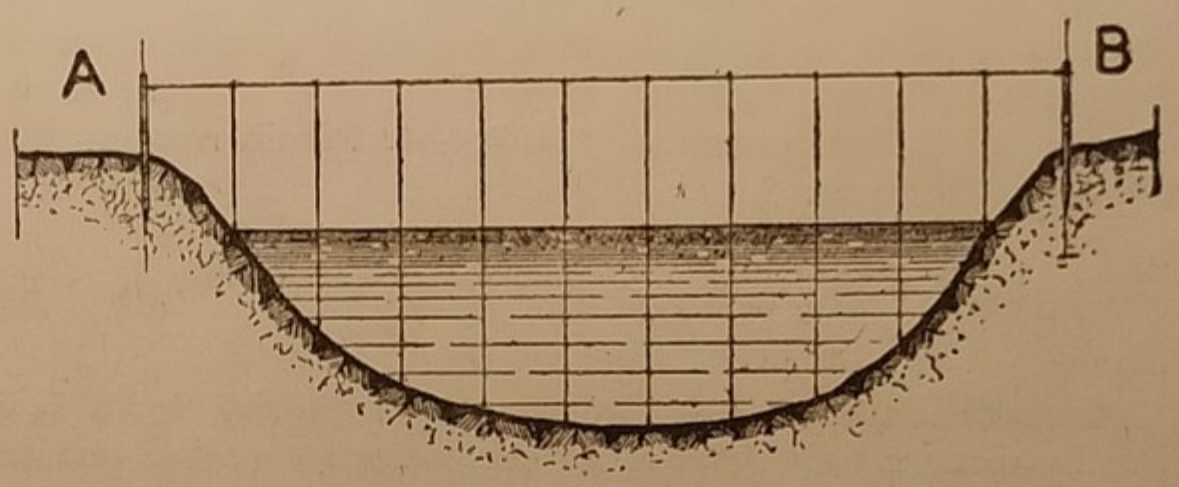


Fig. 198.

Valutazione pratica della portata. — La misura della portata Q di un canale ad alveo regolato in cui l'acqua si muove di moto uniforme, si può determinare con una certa approssimazione rilevando l'area A di sezione viva, per esempio (vedi fig. 198) tendendo un filo AB fra due paline e nella direzione normale alla corrente per poter individuare delle verticali in modo da scomporre la sezione in triangoli e trapezi. Si determineranno con dei tachimetri, preferibilmente col tubo di Pitot-Darcy o col molinello di Woltmann perfezionato, le velocità medie in ciascun elemento di superficie, indi si moltiplicherà l'area di ciascun elemento per la corrispondente velocità e se ne farà in ultimo la somma.

Per una misura approssimata si può ritenere come velocità media quella misurata nel mezzo a circa 0,575 dell'altezza dell'acqua computata dal pelo libero, oppure si può fare la media di due o più sezioni e poi misurare col galleggiante semplice la velocità massima V_s al filone, e a mezzo della tabella a pag. 258 si potrà ottenere la velocità media V ed infine calcolare la portata Q a mezzo della nota formola $Q = A \times V$.

Calcolo dei canali. — Il calcolo dei canali si effettua a mezzo delle note formole:

$$Q = A \times V; \quad V = \chi\sqrt{R \cdot i}$$

ritenendo in esse come costanti A, C, i (moto uniforme).

Poichè le predette formole contengono un solo elemento geometrico della sezione trasversale, ossia il raggio medio $R = \dfrac{A}{C}$, si assumeranno, caso per

caso, in relazione alle particolari circostanze, la forma della sezione ed un altro elemento geometrico od idraulico.

I casi di calcolazione più frequenti sono i seguenti:

Problema 1°. — *Data la portata* Q, e *la velocità media* V, *determinare la sezione trasversale più conveniente pel canale e la sua pendenza di fondo* i.

Supponendo il canale in terra, la sezione trasversale più conveniente sarà la trapezia. Dalla formola $Q = A \times V$, ricaviamo $A = \frac{Q}{V}$.

Per ben proporzionare la larghezza media l_m e l'altezza h della sezione trapezia di area bagnata A (vedi fig. 196), occorre ricordare quanto è stato detto a pagina 260 e cioè se risulta $A < \text{m}^2.\ 0{,}50$, assumeremo $l_m = 2\,h \div 3\,h$, mentre se è $A > \text{m}^2.\ 0{,}50$ assumeremo $l_m = (a + 0{,}075\,A)h$, ponendo $a = 3 \div 4$. Perciò avremo uno dei due seguenti sistemi di equazione da risolvere:

per $A < \text{m}^2.\ 0{,}50$ $\begin{cases} A = l_m \cdot h \\ l_m = 2\,h \div 3\,h \end{cases}$ per $A > \text{m}^2.\ 0{,}50$ $\begin{cases} A = l_m \cdot h \\ l_m = (a + 0{,}075\,A)h, \\ \text{essendo } a = 3 \div 4. \end{cases}$

Ricavati l'altezza h dell'acqua e la larghezza media l_m della sezione, non rimane che fissare l'inclinazione φ delle sponde sulla verticale e così determinare la larghezza di fondo l e quella alla superficie L della sezione viva A del canale. Dopo ricaveremo il contorno bagnato $C = l + \frac{2\,h}{\cos\varphi}$ ed il raggio medio $R = \frac{A}{C}$.

Infine, applicando la formola $V = \chi\sqrt{R \cdot i}$, dopo di aver determinato il coefficiente χ, come è stato già detto a pag. 262, si ricaverà la pendenza di fondo i del canale, essendo

$$i = \frac{V^2}{\chi^2 \cdot R}$$

Se il valore di i così ricavato è compreso nei limiti di pendenza praticamente ammissibili (vedi pag. 259), il problema dal lato idraulico sarà risolto, altrimenti, seguendo sempre lo stesso procedimento, dopo avere modificato alcuni degli elementi fissati, si potrà ottenere una soluzione praticamente rispondente.

Problema 2°. — *Data la sezione bagnata* A *e la pendenza di fondo* i, *determinare la portata* Q.

Essendo data la sezione, si potrà ricavare il raggio medio $R = \frac{A}{C}$ e quindi dedurre la velocità media V a mezzo della formola $V = \chi\sqrt{R \cdot i}$.

Avremo poi:

$$Q = A \cdot V = A \cdot \chi\sqrt{R \cdot i}.$$

Se la sezione data fosse rettangolare di base l ed altezza h, poichè $A = l \cdot h$ e $C = l + 2\,h$, risulterà:

$$Q = A \cdot V = l \cdot h \cdot \chi\sqrt{\frac{l \cdot h}{l + 2\,h} \cdot i}.$$

Per i corsi d'acqua di notevole sezione (vedi pag. 254), si può, in via d'approssimazione, trascurare le due sponde e ritenere la sezione di larghezza costante l. Allora assumendo il valore $\chi = 50$, l'equazione precedente, quando si trascuri il termine $2\,h$ rispetto ad l, diventa:

$$Q = 50 \cdot l\,h \cdot \sqrt{h \cdot i}.$$

Questa formola viene usata per i calcoli di massima.

Problema 3°. — *Data la portata Q e la sezione trasversale A, determinare la pendenza* i.

Si ricava anzitutto la velocità media $V = \frac{Q}{A}$ e dalla relazione $V = \chi \sqrt{R \cdot i}$ si ricava i:

$$i = \frac{V^2}{\chi^2 \cdot R} = \frac{\frac{Q^2}{A^2}}{\chi^2 \cdot \frac{A}{C}} = \frac{Q^2 \cdot C}{\chi^2 \cdot A^3} .$$

Se la sezione bagnata è molto larga, potremo, in via di prima approssimazione, ritenere $C = l$ e $\chi = 50$, per cui se h è l'altezza media della sezione, la formola precedente diventerà:

$$i = \frac{Q^2 \cdot l}{50^2 \cdot (l \cdot h)^3} = 0.0004 \frac{Q^2}{l^2 \cdot h^3} .$$

Problema 4°. — *Data la portata Q e la pendenza* i, *determinare la sezione bagnata A.*

Dalla formola precedente:

$$i = \frac{Q^2 \cdot C}{\chi^2 \cdot A^3}$$

si ricava:

$$\frac{A^3}{C} = \frac{Q^2}{\chi^2 \cdot i} ,$$

la quale permette di calcolare A, dato Q ed i e fissata la forma della sezione del canale oltre alla sua altezza h. Risulterà un'equazione che converrà risolvere per tentativi, assegnando per χ un valore plausibile, salvo poi a rettificarlo.

Problema 5°. — *Data la portata Q, la pendenza* i *di fondo, ed assegnato il profilo della sezione, determinare l'altezza* h *del pelo d'acqua.*

In generale questo problema si risolve per tentativi, supponendo che col valore assegnato a Q l'acqua arrivi ad una certa altezza plausibile h, ed in base a questa ipotesi si calcoleranno A, C, R. Poi, dalla relazione $V = \chi \sqrt{R \cdot i}$, potremo ricavare V per poi verificare se questo valore soddisfa alla relazione $Q = A\,V$. Se esso non soddisfa, si potrà agevolmente rinnovare il calcolo introducendo un valore più plausibile per h.

Per il caso di una sezione molto larga, in cui si possa ritenere con sufficiente approssimazione $C = l$, si avrà:

$$R = \frac{l \cdot h}{l} = h; \quad V = \frac{Q}{l \cdot h}$$

ed essendo:

$$V = \chi \sqrt{R \cdot i} ,$$

avremo pure:

$$\frac{Q}{lh} = \chi \sqrt{h \cdot i} , \quad \text{da cui:} \quad Q^2 = \chi^2 \cdot l^2 \cdot h^3 \cdot i .$$

In quest'ultima equazione posto per χ il valore conveniente, si potrà ricavare l'altezza h del pelo d'acqua.

ESEMPIO 1°. — *Determinare la sezione bagnata A e la pendenza di fondo* i *di un canale d'irrigazione in terra, avente la portata di m.³ 4/1″.*

Trattandosi di un canale d'irrigazione in terra, si potrà fissare come velocità media il valore V = m. 0,50/1″; avremo allora:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{\text{m}^3\ 4/1''}{\text{m}\ 0{,}50/1''} = \text{m}^2\ 8\ .$$

Poichè A supera il valore m² 0,50, dovremo far uso del sistema (vedi pag. 264)

$$\begin{cases} A = l_m \cdot h \\ l_m = (a + 0{,}075\ A)\ h, \text{ essendo } a = 3 \div 4\ . \end{cases}$$

Avremo dunque:

$$\begin{cases} 8 = l_m \cdot h \\ l_m = (4 + 0{,}075 \times 8)\ h = 4{,}60\ h, \end{cases}$$

avendo posto $a = 4$:

$$\begin{cases} h = \dfrac{8}{l_m} \\ l_m = 4{,}60\ h \end{cases} \quad \text{da cui si ricava: } l_m = 4{,}60\ \frac{8}{l_m}$$

$$l_m^2 = 36{,}8; \quad l_m = \sim \text{m. } 6{,}06.$$

Perciò sarà:

$$h = \frac{8}{6{,}06} = \text{m. } 1{,}32.$$

Supponiamo che le scarpe dell'alveo si vogliano di buona terra inerbata, per cui prefissiamo $\varphi = 45°$. Risulterà allora:

larghezza in superficie: $L = l_m + h$ = m. 6,06 + 1,32 = m. 7,38;

» di fondo: $l = l_m - h$ = m. 6,06 — 1,32 = m. 4,74;

contorno bagnato: $C = l + \dfrac{2 \cdot h}{\cos \varphi} = 4{,}74 + \dfrac{2 \cdot 1{,}32}{0{,}71}$ = m. 8,44;

raggio medio: $R = \dfrac{A}{C} = \dfrac{8}{8{,}44} = \sim 0{,}95.$

Il valore di χ per la seconda formola di BAZIN si può ricavare dalla tabella a pag. 262 per $\gamma = 1{,}30$, procedendo per interpolazione. Si ha:

$$\chi = \frac{36{,}7 + 37{,}8}{2} = 37{,}25.$$

Ricavando i dalla nota formola $V = \chi \sqrt{R \cdot i}$, avremo:

$$i = \frac{V^2}{\chi^2 \cdot R} = \frac{\overline{0{,}50^2}}{\overline{37{,}25^2} \cdot 0{,}95} = \sim \text{m. } 0{,}00019/\text{m.} = \sim \text{m. } 0{,}19/\text{Km.}$$

Per i grandi canali d'irrigazione i limiti della pendenza i sono compresi fra m. 0,2 ÷ 0,50/Km, perciò il valore di i calcolato, corrispondendo al limite inferiore, la sezione calcolata può ritenersi soddisfacente.

ESEMPIO 2°. — *Determinare la portata Q di un canale industriale, supponendo che abbia la sezione trapezia rivestita in muratura di pietrame, con larghezza media* l_m = m. 4, *altezza d'acqua* h = 1,50, *sponde a scarpa di* $\frac{1}{5}$ *e pendenza di fondo* i = m. 0,001/m.

Alla scarpa di 1/5 corrisponde il valore φ dell'angolo che la sponda forma con la verticale, dato da:

$$\text{tg}\,\varphi = \frac{1}{5} = 0{,}20; \quad \varphi = 11^\circ\,20'$$

e

$$cos\,\varphi = cos\,11^\circ\,20' = \sim 0{,}98.$$

Avremo quindi:

area A della sezione bagnata: $A = 4 \times 1{,}5 = \text{m}^2\ 6$;

larghezza l del fondo: $l = 4 - 2 \times \frac{1}{5} \times 0{,}75 = \text{m.}\ 3{,}70$;

contorno bagnato: $C = l + \frac{2h}{cos\,\varphi} = 3{,}70 + \frac{2 \times 1{,}50}{0{,}98} = \text{m.}\ 6{,}76$;

raggio medio: $R = \frac{A}{C} = \frac{6}{6{,}76} = \sim 0{,}88$.

Il valore di χ per la seconda formola di BAZIN si ricaverà dalla tabella a pag. 262, ritenendo $\gamma = 0{,}46$ (muratura in pietrame) e procedendo per interpolazione

0,90	→	58,6
0,88	→	x
0,80	→	57,5
0,10		1,1
0,08		$x - 57{,}5$

da cui si ricava: $0{,}10 : 0{,}08 = 1{,}1 : (x - 57{,}5)$, cioè:

$$x = 57{,}5 + \frac{0{,}08 \times 1{,}1}{0{,}10} = 58{,}38.$$

Perciò sarà: $\chi = 58{,}38$.

Avremo quindi:

$$V = \chi \sqrt{R \cdot i} = 58{,}38 \sqrt{0{,}88 \times 0{,}001} = \sim \text{m.}\ 1{,}69/1''.$$

Poichè per le sezioni rivestite (vedi pag. 255) si può arrivare sino a m. 2,50/1″, tale velocità in m. 1,69/1″ è ammissibile.

La portata sarà: $Q = A \times V = 6 \times 1{,}69 = \text{m}^3\ 10{,}14/1''$.

ESEMPIO 3°. — *Determinare l'altezza* h *del pelo d'acqua di un canale in terra avente la sezione trapezia, con scarpe del* 3/2, *larghezza di fondo* l = *m.* 3, *portata* $Q = \text{m}^3\ 3{,}—/1''$ *e pendenza di fondo* i = 0,0002.

Avremo:

$$\text{tg}\,\varphi = \frac{3}{2} = 1{,}50\,,$$

quindi: $\varphi = 56^\circ\,20'$

perciò sarà: $cos\,\varphi = cos\,56^\circ\,20' = \sim 0{,}55$.

Poichè A e C sono funzioni dell'altezza h, incognita, converrà risolvere il problema per tentativi, ponendo per esempio h = m. 1. In tale ipotesi avremo:

$$A = l \cdot h + h^2 \cdot \text{tg}\,\varphi = 3 \times 1 + 1^2 \times 1{,}50 = \text{m}^2\ 4{,}50;$$

$$C = l + \frac{2 \cdot h}{cos\ \varphi} = 3 + \frac{2 \times 1}{0{,}55} = \text{m}\ 6{,}63;$$

$$R = \frac{A}{C} = \frac{4{,}50}{6{,}63} = \sim 0{,}68.$$

Per $\gamma = 1{,}30$ ed $R = 0{,}68$ la tabella a pag. 262 dà $\chi = 33{,}7$. Quindi sarà:

$$V = \chi \sqrt{R \cdot i} = 33{,}7 \sqrt{0{,}68 \times 0{,}0002} = \text{m. } 0{,}39/1''$$

$$Q = A \times V = 4{,}50 \times 0{,}39 = \text{m}^3\ 1{,}76/1''.$$

Poichè la portata da noi calcolata è inferiore alla data, rifaremo i calcoli ponendo h = m. 1,30:

$$A = 3 \times 1{,}30 + 1{,}30^2 \times 1{,}50 = \text{m}^2\ 6{,}44$$

$$C = 3 + \frac{2 \times 1{,}30}{0{,}55} = \sim 7{,}73$$

$$R = \frac{A}{C} = \frac{6{,}44}{7{,}73} = \sim 0{,}83.$$

Dalla tabella consueta, per $\gamma = 1{,}30$ ed $R = 0{,}83$, si ha: $\chi = 35{,}72$.

Perciò:

$$V = 35{,}72 \sqrt{0{,}83 \times 0{,}0002} = 0{,}46\ \text{m}/1''.$$

Quindi:

$$Q = 6{,}44 \times 0{,}46 = \text{m}^3\ 2{,}96/1''.$$

Pertanto il valore di h = m. 1,30 può ritenersi corrispondente a quello richiesto, poichè esso dà luogo ad una portata praticamente eguale a quella data.

Derivazione dei canali. — I canali si alimentano generalmente con le acque dei fiumi, dei torrenti e dei laghi, a mezzo di apposite *opere di derivazione*, pagando al Demanio dello Stato un certo canone annuo.

Nello studiare un progetto di derivazione si dovrà tenere presente di poter erogare dall'alveo naturale una determinata portata, senza pericoli che l'opera di derivazione possa subire guasti in tempo di piena o interrimenti.

Nella località in cui si vuole costruire *la presa*, si dovrà determinare direttamente la portata di magra in varie epoche dell'anno, e, dalla media delle misure eseguite, si toglierà la quantità d'acqua eventualmente già vincolata da preesistenti concessioni a valle della località, verificando così se il rimanente volume d'acqua sia o no sufficiente allo scopo.

Per evitare i pericoli di guasti o di interrimenti all'opera di presa, e, nello stesso tempo, per assicurare l'immissione voluta dell'acqua nel canale, si scelgono quelle località in cui l'alveo è profondo e ristretto, oppure la sponda con-

cava delle ampie risvolte dei fiumi o le parti di sponda dei torrenti in cui scorre la vena liquida maggiore nei periodi di magra.

Generalmente, trattandosi di derivazioni importanti da fiumi o torrenti, è necessario sovralzare il pelo delle acque di magra costruendo trasversalmente alla corrente una *traversa* o *diga*, per potere prelevare la voluta quantità d'acqua

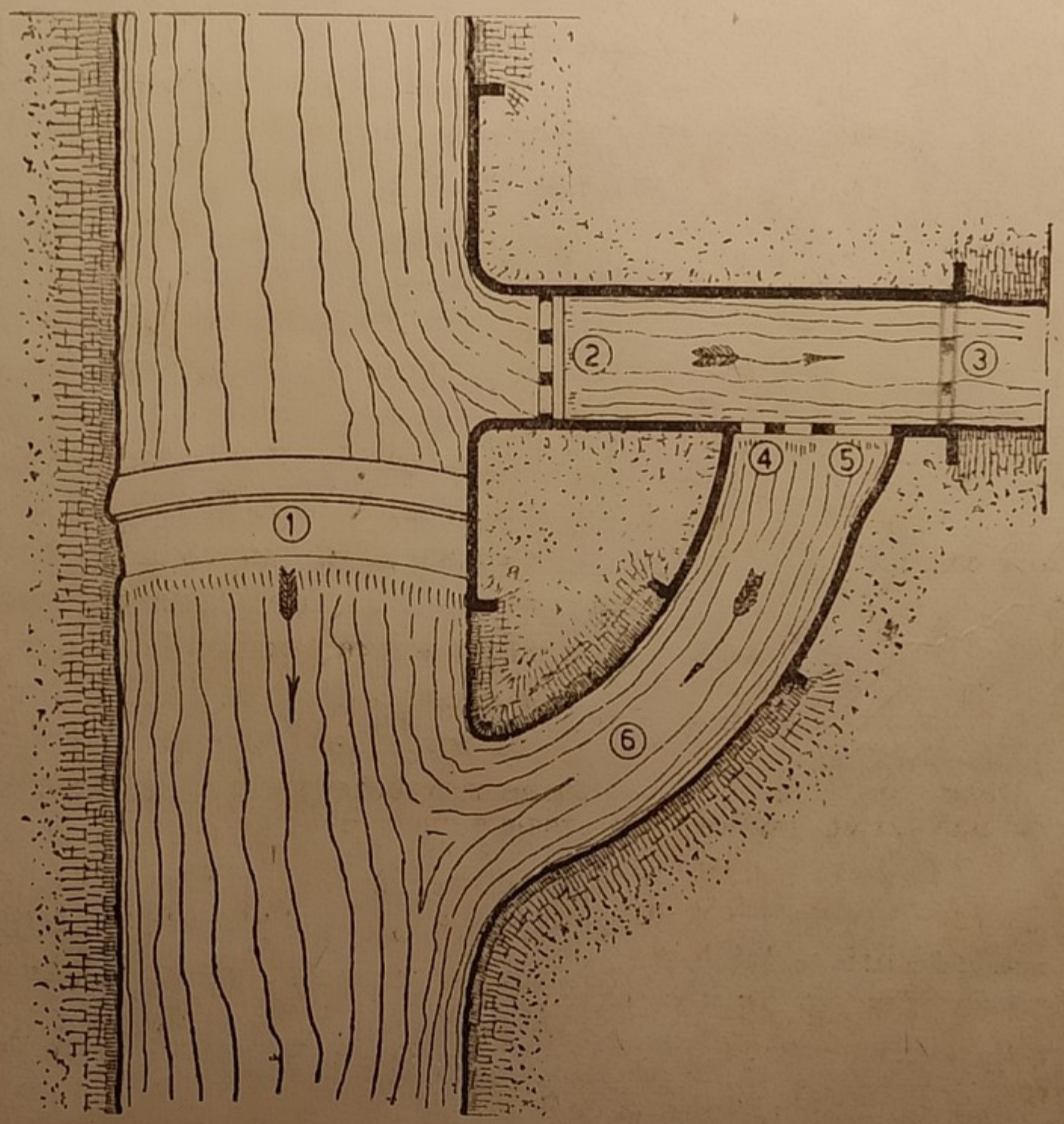


Fig. 199.

1, diga o traversa; 2, edificio di presa o derivatore; 3, canale derivato; 4, scaricatore; 5, sfioratore; 6, canale di scarico.

ad una quota prestabilita. Occorrerà poi costruire un *edificio di presa* comprendente delle *aperture* munite di *paratoie*, affinchè si possa regolare la quantità d'acqua che s'immette nel canale.

Trattiamo prima il caso di *una derivazione da corso d'acqua naturale non soggetto a piene impetuose*, poi quello in cui la derivazione sia soggetta a *piene rapide e notevoli*, ed infine il caso in cui la *derivazione debba farsi per un certo tratto lungo l'alveo stesso del fiume*.

Nel primo caso il *derivatore* può disporsi col suo *imbocco* od *incile* presso la sponda del corso d'acqua naturale (vedi fig. 199). Un po' a valle del derivatore e secondo la sponda del canale che è rivolta a valle della diga, vi è lo *scaricatore*, ossia un manufatto consimile al derivatore, munito di aperture con paratoie, al quale fa seguito il *canale di scarico*, destinato cioè a scaricare l'eccedenza delle acque immesse nel canale. Lo scaricatore servirà a smaltire le materie ghiaiose e terrose trasportate e depositate dalle acque, specialmente da quelle di piena. Regolando le aperture dello scaricatore, si potrà mantenere alla desiderata altezza il pelo d'acqua nel canale derivato. Accanto allo scaricatore vi è lo *sfioratore*, ossia un tratto di sponda in muratura del canale derivato avente la soglia superiore all'altezza del livello massimo delle acque stabilite per il canale derivato. L'eccedenza di acque può stramazzare al di sopra dello sfioratore ed attraverso il canale scaricatore ritornerà nel corso naturale, a valle della diga.

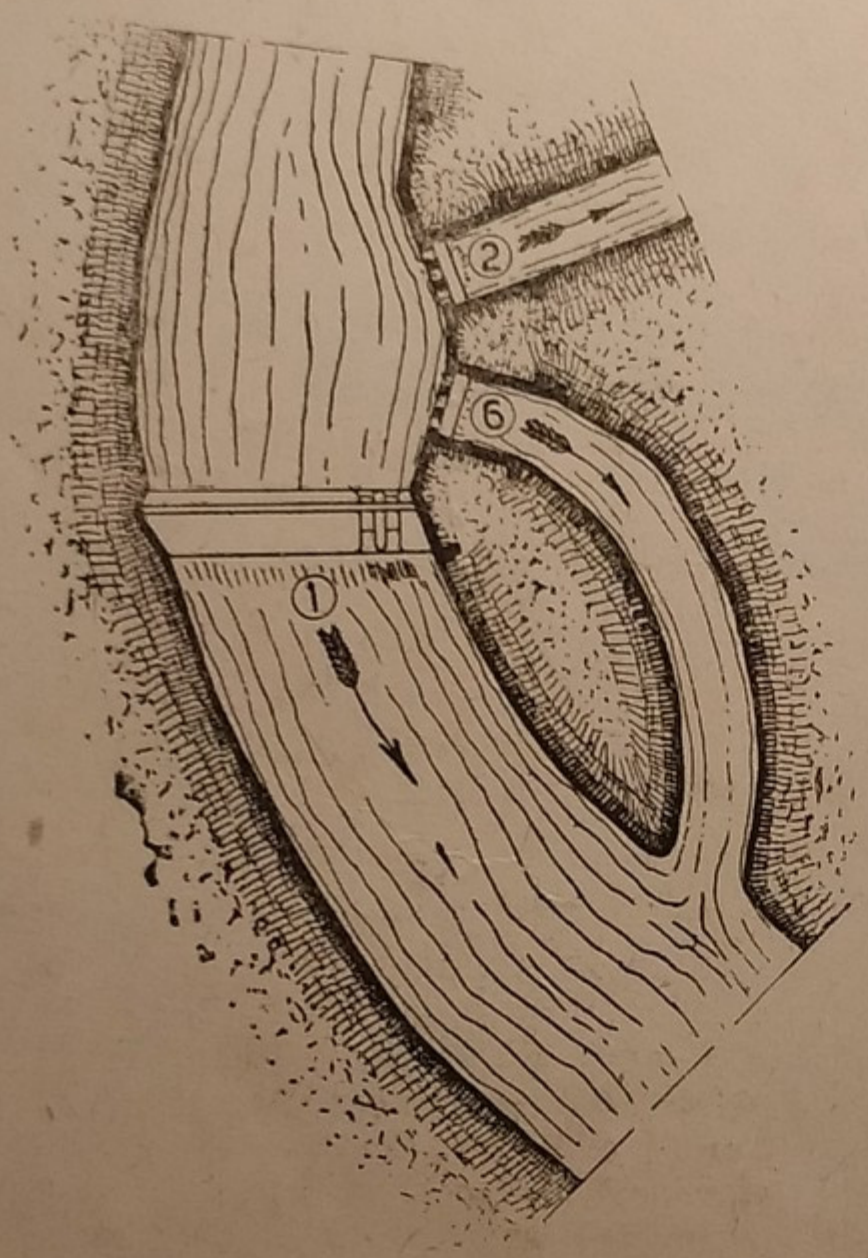


Fig. 200. — (I numeri segnati in questa figura conservano le denominazioni della fig. 199).

Se il corso d'acqua naturale ha piene rapide ed impetuose, si può adottare la disposizione rappresentata dalla fig. 200. Lo *scaricatore*, (6), è aperto presso la sponda del corso d'acqua a lato dell'*edificio di presa*, (2), cosicchè risulta facilitato lo smaltimento delle torbide in tempo di piena attraverso lo scaricatore stesso, col vantaggio di poter diminuire l'altezza e l'impeto delle acque contro il derivatore.

La *diga*, (1), potrà presentare delle luci di scarico che possono talvolta munirsi di paratoie (*diga a cateratta*) sistemate nella testata aderente alla sponda in cui trovasi l'incile del canale. Tali luci serviranno a smaltire il materiale grosso ed ingombrante che si accumulerebbe verso questa testata della diga.

Per moderare l'impeto delle acque che si introducono nel canale derivato si può (vedi fig. 201) costruire l'*incile libero*, per cui fra questo e l'inizio del vero *canale derivato* o *regolato* vi sarà un tratto sufficientemente lungo di *canale moderatore*. Anche qui, per diminuire il volume delle acque di piena che entra nel canale moderatore e per liberare l'incile del canale dai depositi, la diga presenterà delle luci di scarico in una delle sue testate.

Nel caso che per le speciali condizioni della località, il canale derivato sia obbligato a correre per un certo tratto lungo l'alveo di un fiume (vedi fig. 202), lo *scaricatore* (4) e lo *sfioratore* (5) dovranno costruirsi lateralmente al *canale derivato* (2) affinchè il volume d'acqua eccedente il bisogno vada a scaricarsi direttamente nel fiume a valle della diga (1).

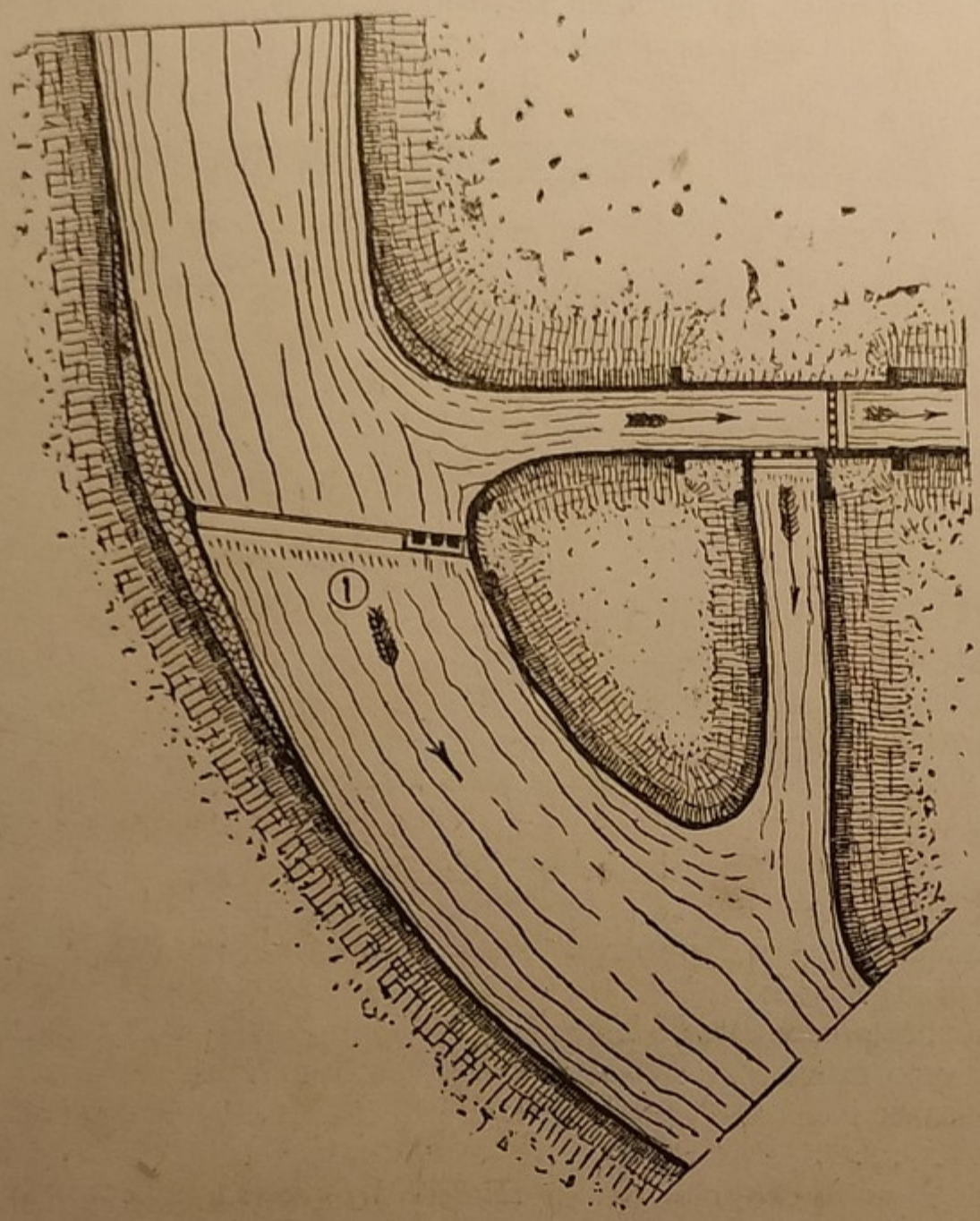


Fig. 201.

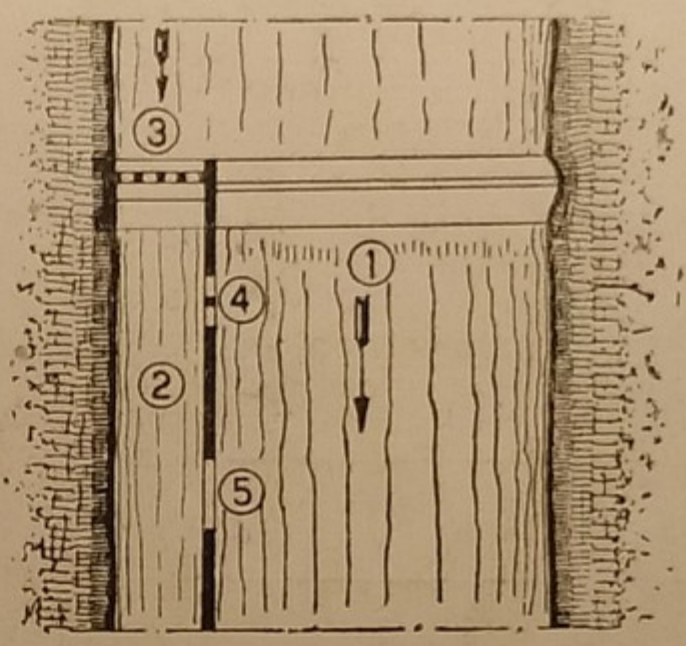


Fig. 202.
1, *diga o traversa;* 2, *canale derivato;* 3, *edificio di presa;* 4, *scaricatore;* 5, *sfioratore.*

Richiami di idraulica. — *Pressione idrostatica.* — La pressione di un liquido pesante in quiete, ossia la *pressione idrostatica,* è normale in ogni punto alla superficie premuta ed in un punto generico essa presenta lo stesso valore p (kg/m²) per tutti i piani passanti per quel punto. Se con h indichiamo la profondità del punto sotto il pelo libero in cui la pressione si considera nulla, la pressione idrostatica in quel punto avrà il valore

$$p\left(\frac{kg}{m^2}\right) = \gamma \cdot h\left(\frac{kg}{m^3} \times m.\right) \qquad (1)$$

dove γ è il peso specifico del liquido in kg/m³ (per l'acqua dolce e limpida γ = kg 1000/m³ e per l'acqua torbida γ = kg. 1050 ÷ kg. 1100/m³). Se sulla superficie libera agisce la pressione atmosferica p_a (in kg./m²), la (1) diventerà:

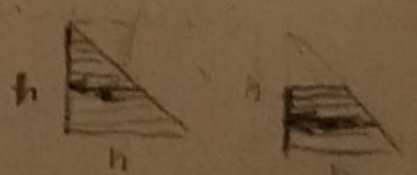
$$p\left(\frac{kg}{m^2}\right) = \gamma \cdot h\left(\frac{kg}{m^3} \times m\right) + p_a\left(\frac{kg}{m^2}\right). \qquad (2)$$

Nel caso dell'acqua limpida la (1) dà:

$$h\,(m) = \frac{p\left(\frac{kg}{m^2}\right)}{1000}. \qquad (1')$$

Baricentro del

Possiamo avere due casi: La figura è un rettangolo



La figura è irregolare $S = P_{B\ baricentrica} \cdot A$ | per trovare la linea d'azione si scompone figura in tante strisce e si applica ad esse la loro spinta. Poi con il poligono funicolare trovi la risultante.

Cioè: *ad una pressione di p (in kg/m²) corrisponde un carico d'acqua di* $\frac{p}{1000}$ *metri.* Quindi, *ogni millimetro di carico equivale ad una pressione di 1 kg./m².*

Assumendo l'unità di lunghezza per rappresentare la pressione di p kg./m², il diagramma delle pressioni idrostatiche lungo una verticale in un liquido omogeneo è limitato da una retta inclinata di 45°: perciò: *la pressione di un punto generico della verticale in un liquido omogeneo risulta espressa semplicemente dall'affondamento del punto sotto la superficie libera del liquido e nella scala prescelta del disegno.*

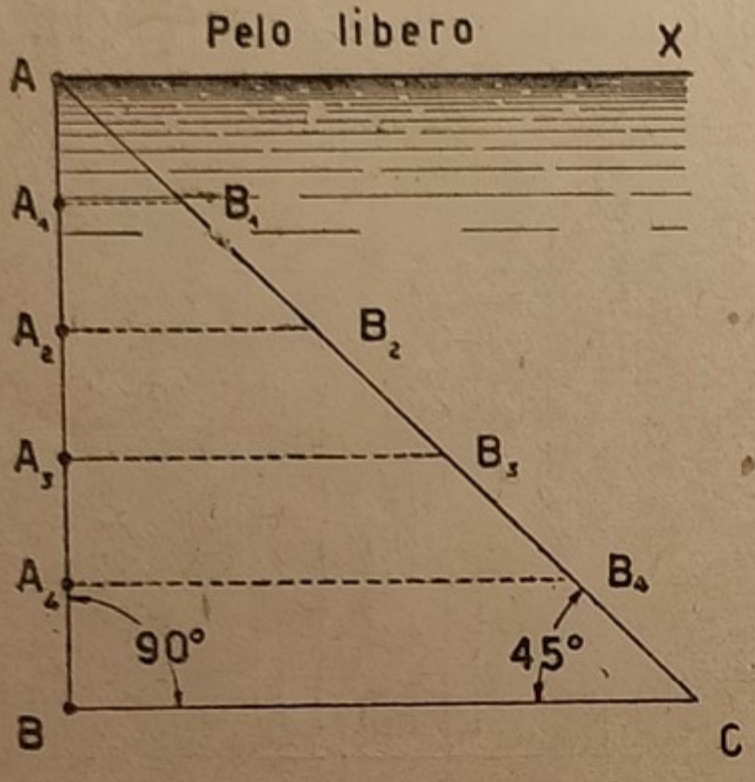


Fig. 203.

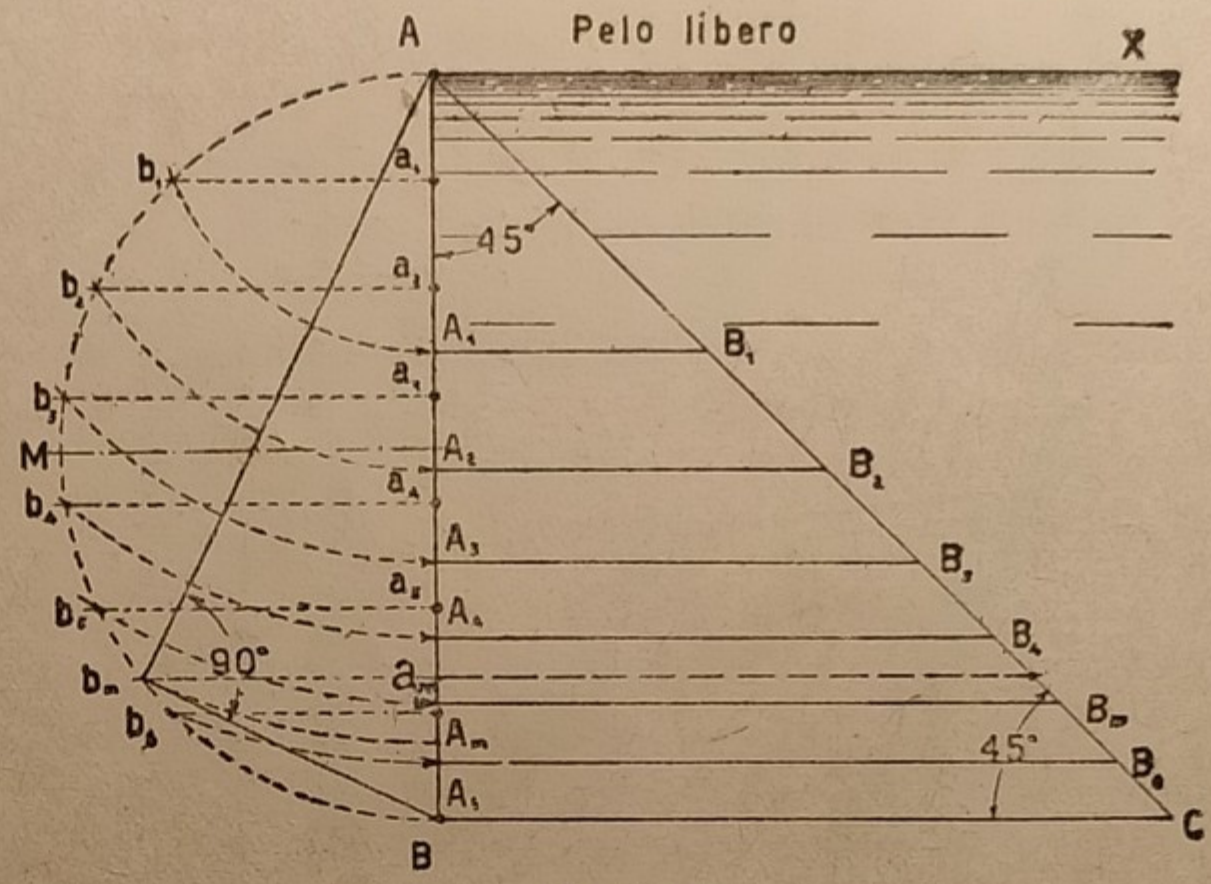


Fig. 204.

Un problema che ha una certa importanza sotto il punto di vista costruttivo, specialmente per le paratoie in legno o metalliche, è il seguente:

Sia $A\,B$ (vedi fig. 203) una parete rettangola verticale immersa nell'acqua e sia $A\,X$ il pelo libero. Il diagramma di spinta è il triangolo rettangolo isoscele $A\,B\,C$. Se immaginiamo divisa la parete in n strisce rettangole orizzontali i cui lati verticali sieno $A\,A_1$, $A_1\,A_2$ . . . . . avremo $A_1\,B_1 = A\,A_1$, $A_2\,B_2 = A\,A_2$, ...

Vogliasi ora *dividere A B in* n *parti in guisa che la pressione totale sia la stessa su ciascuna striscia.*

Dovremo avere:

$$\text{area } A\,A_2\,B_2 = 2 \text{ area } A\,A_1\,B_1$$
$$\text{area } A\,A_3\,B_3 = 3 \text{ area } A\,A_1\,B_1$$
$$\cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot\ \cdot$$
$$\text{area } A\,B\,C = n \cdot \text{area } A\,A_1\,B_1$$

Poichè l'ultima eguaglianza si può scrivere:

$$\text{area } AA_1B_1 = \frac{1}{n} \text{ area } ABC\,,$$

sostituendo questo valore successivamente nel 2° membro della 1ª, 2ª, ... equazione, avremo:

$$\text{area } AA_2B_2 = \frac{2}{n} \text{ area } ABC$$

$$\text{area } AA_3A_3 = \frac{3}{n} \text{ area } ABC\,.$$

Dividiamo ora $A\,B$ in n parti eguali $A\,a_1$, $a_1\,a_2$, $a_2\,a_3$, ... (vedi fig. 204) e descriviamo su $A\,B$, preso come diametro, la semicirconferenza $A\,M\,B$. Tracciamo le orizzontali $a_1\,b_1$, $a_2\,b_2$, $a_3\,b_3$ ... .

Centro in A e con raggi $A\,b_1$, $A\,b_2$, $A\,b_3$, ... descriviamo gli archi $b_1\,A_1$, $b_2\,A_2$, $b_3\,A_3$, ... Troveremo così su $A\,B$ i punti A_1, A_2, A_3,..... voluti. Infatti, indicando con m un intero qualunque, purchè $\leqq n$, per il *teor. di Euclide* avremo:

$$\overline{AA}^2_m = \overline{Ab}^2_m = \overline{Aa}_m \cdot \overline{AB} = \frac{m}{n}\,\overline{AB}\,.\,\overline{AB} = \frac{m}{n}\,\overline{AB}^2.$$

Dividendo tutto per 2 avremo:

$$\frac{1}{2}\,\overline{AA}^2_m = \frac{m}{n}\,\frac{1}{2}\,\overline{AB}^2.$$

Ossia:

$$\text{area } AA_mB_m = \frac{m}{n}\,\text{area } A\,B\,C.$$

E questo è quanto dovevasi dimostrare.

Dicesi *centro di pressione* il punto di applicazione della pressione idrostatica. Prolungando il piano della superficie immersa sino alla sua intersezione col pelo d'acqua, il centro di pressione si troverà ad una distanza da questa intersezione data dalla relazione $z = I/G$, dove I e G rappresentano rispettivamente il *momento d'inerzia* ed il *momento* statico della superficie rispetto all'intersezione suddetta.

Esempi. — Per un rettangolo di altezza a, coi due lati orizzontali eguali ad *uno* (vedi fig. 205), se con c rappresentiamo la distanza fra il lato superiore e l'intersezione del suo piano col pelo d'acqua, ricordando il teor. sul momento d'inerzia a pag. 113 del vol. I, potremo scrivere:

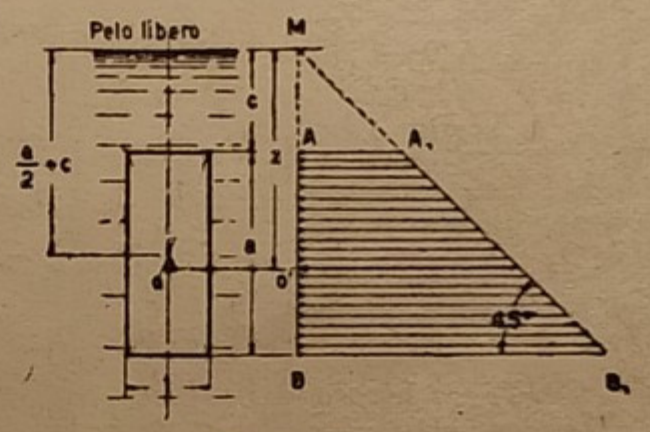


Fig. 205.

$$I = \frac{1}{12}\,a^3 + a\left(\frac{a}{2} + c\right)^2.$$

Avremo poi:

$$G = a\,.\left(\frac{a}{2} + c\right).$$

Perciò sarà:

$$z = \frac{I}{G} = \frac{\frac{1}{12}\,a^3 + a\left(\frac{a}{2} + c\right)^2}{a\left(\frac{a}{2} + c\right)} = \frac{2}{3}\cdot\frac{a^2 + 3ac + 3c^2}{a + 2c} = \frac{2}{3}\cdot\frac{(a+c)^3 - c^3}{(a+c)^2 - c^2}. \qquad (1)$$

Se, ad esempio, poniamo:

$$a = 1{,}5,$$

$$c = 0{,}75,$$

avremo:

$$z = 1{,}625.$$

Caso particolare. — Se nella (1) poniamo $c = o$, avremo:

$$z = \frac{2}{3}\,a$$

ossia (vedi osservazione a pag. 109, vol I) il centro di spinta cade ad 1/3 a a partire dalla base.

Osservazione. — La formola (1) ci dà il valore della distanza della proiezione O su $A\,B$ del baricentro del *trapezio di spinta* $A\,A_1\,B\,B_1$, che può agevolmente ottenersi ricordando, da quanto abbiamo già detto, che il lato obliquo $A_1\,B_1$ del trapezio di spinta dovrà passare per

M, intersezione di *A B* col pelo libero, e dovrà risultare inclinato di 45° sull'orizzonte. Perciò si potrà trovare anche per via grafica la proiezione *O'* su *A B* del baricentro *O* del trapezio di spinta, ricordando la costruzione geometrica del baricentro del trapezio (vedi pag. 110, vol. I).

Velocità di efflusso e carico corrispondente. — Ricordiamo il *Teor. di Torricelli*: « *La velocità di efflusso di un liquido da un piccolo foro, praticato in un ampio recipiente, è la stessa che acquisterebbe un corpo pesante cadendo dalla superficie libera del liquido sul piano orizzontale passante per l'orifizio* ». Se con *h* rappresentiamo la distanza tra la superficie libera del liquido e il piano orizzontale passante per l'orifizio, la velocità d'efflusso *V* sarà data da:

$$V = \sqrt{2\,g\,h} \qquad (1)$$

dove $g = \sim$ m. 9,81 è l'accelerazione della gravità.

Se con *S* rappresentiamo la sezione dell'orifizio, con *Q* il volume di liquido che effluisce in ogni minuto secondo, sarà $Q = S \cdot V$ la portata, ossia:

$$Q = S \cdot \sqrt{2\,g\,h}\,. \qquad (2)$$

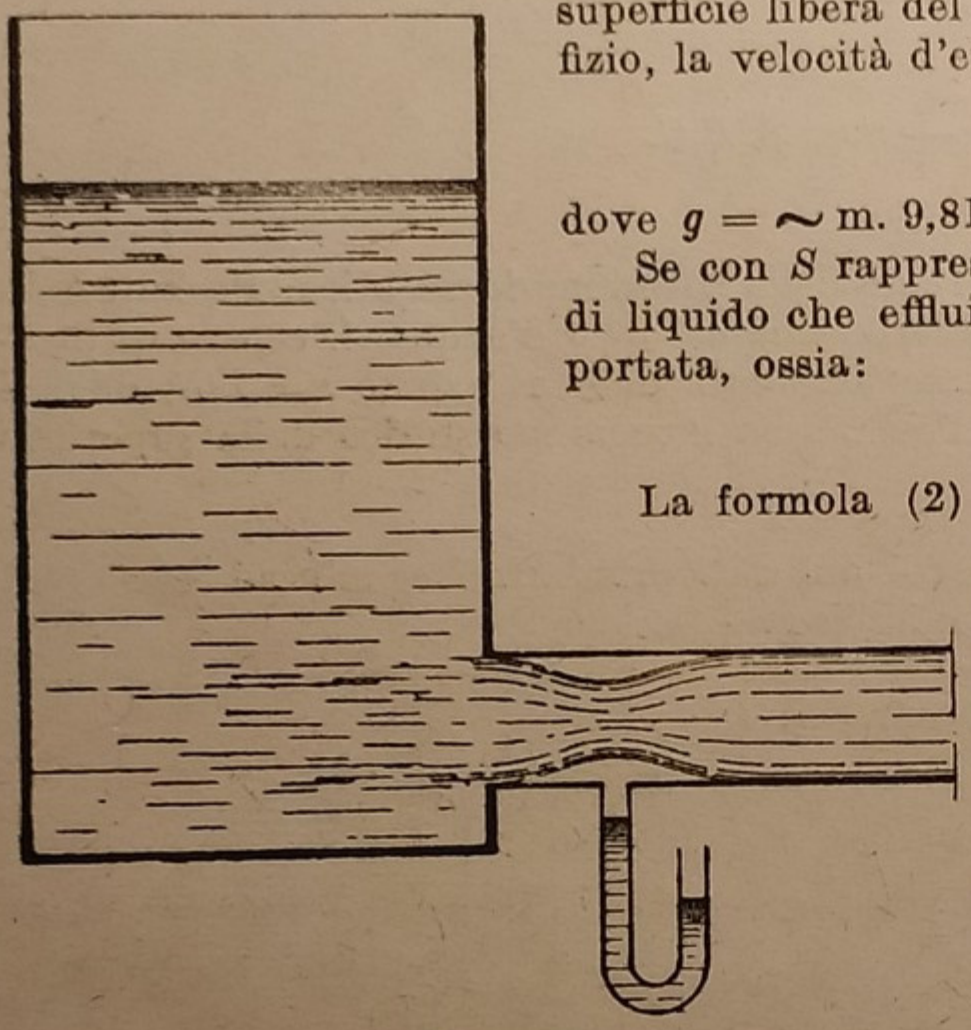


Fig. 206.

La formola (2) vale soltanto nell'ipotesi che la vena liquida uscente dall'orifizio si mantenga cilindrica, mentre invece (vedi fig. 206) sappiamo che essa subisce una contrazione ed attorno a questa si *forma il vuoto* (come si può verificare a mezzo di un manometro). Perciò la portata reale sarà minore di quella teorica espressa dalla formola (2). Per avere la portata reale occorrerà che *S* rappresenti la *sezione minima della vena contratta*.

È poi da osservare che la portata risulta assai diminuita nei tubi lunghi e stretti a causa dell'attrito del liquido contro le pareti.

Dalla (1) si ricava *h*:

$$h = \frac{V^2}{2g}\,,$$

che esprime l'*altezza di carico* corrispondente alla velocità *V*. Per il calcolo rapido di *h* si può ricorrere ad un'apposita tabella riportata nel *Manuale Colombo*.

II. — IDROMETRIA

Classificazione delle bocche. — Per riguardo alle *condizioni di carico* le bocche sono a *battente* od a *stramazzo*, *secondochè il perimetro della bocca è in tutto od in parte al disotto del pelo libero interno del serbatoio*. Relativamente allo *spessore* o *grossezza della parete* le bocche possono essere in *parete sottile* oppure in *parete grossa*. Affinchè la bocca possa chiamarsi in parete sottile è necessario che la vena effluente all'esterno si stacchi interamente dalla parete a partire dal perimetro interno della apertura. Ciò si potrà ottenere tagliando oppor-

tunamente ad *ugnatura* lo spessore, con spigolo vivo verso l'interno (vedi fig. 207). La bocca dicesi a *contrazione totale* quando il suo perimetro è a distanza abbastanza grande dalle pareti laterali e dal fondo del recipiente, per cui la vena effluente non ne risente l'influenza.

La bocca dicesi a *contrazione parziale* quando una parte del perimetro della bocca trovasi sul prolungamento delle pareti del recipiente immediatamente a monte.

Infine la bocca dicesi a *contrazione imperfetta* od *incompleta*, quando la distanza del perimetro della bocca dalle pareti e dal fondo del recipiente non è tale da risultarne nulla l'influenza, ossia quando non si realizzano le condizioni della contrazione totale.

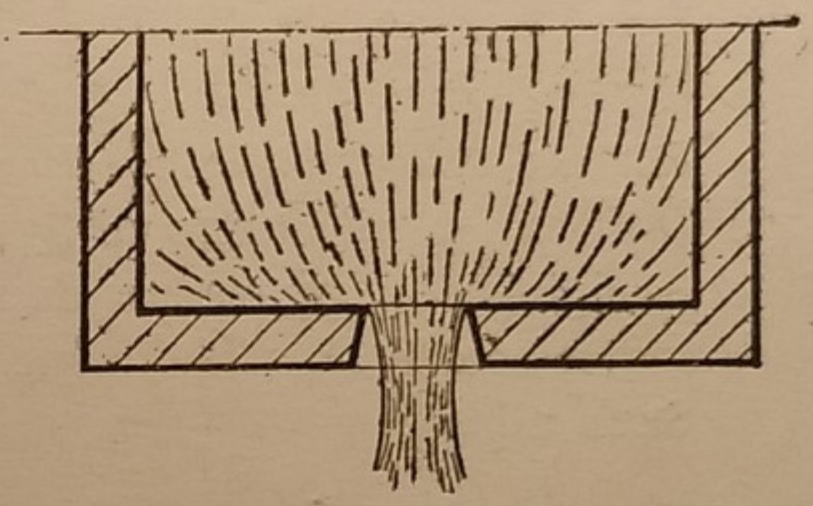


Fig. 207.

Per le *condizioni esterne* le bocche si classificano in *libere* e in *rigurgitate*. Se l'efflusso ha luogo tutto all'aria, la bocca è *libera*; ma se l'efflusso ha luogo in un secondo recipiente od in un canale contenente liquido, sì che il pelo libero dell'acqua di questo sovrasti in *tutto* od *in parte* il perimetro della bocca, questa sarà *totalmente* o *parzialmente rigurgitata*. Il liquido rigurgitante poi potrà essere *stagnante* oppure in *moto*. Finalmente, riguardo alle *condizioni cinetiche interne*, l'efflusso può aver luogo *con* o *senza velocità di arrivo*. Se la bocca è praticata sulla parete di un serbatoio avente uno spessore assai grande rispetto alle dimensioni della bocca, il liquido che s'avvia alla uscita non acquista velocità apprezzabile se non in vicinanza ed intorno allo sbocco: si dice allora che l'*efflusso ha luogo senza velocità d'arrivo*. Se invece la bocca è praticata sulla testata di un tubo o di un canale avente le dimensioni trasversali poco superiori a quelle della bocca, l'efflusso avrà luogo con *velocità di arrivo*, poichè anche a grande distanza a monte dello sbocco la velocità nel tubo o nel canale non sarà trascurabile. Così la contrazione perfetta, già definita, è generalmente accompagnata da velocità d'arrivo. Vi possono essere però dei casi in cui si ha l'una senza l'altra.

Evidentemente la classificazione delle bocche si presta ad una quantità di combinazioni possibili: per esempio, si potrà avere una *bocca a stramazzo a contrazione parziale, rigurgitata parzialmente da acqua in moto e con velocità di arrivo*, ecc.

Riassumendo, si ha il seguente prospetto della *classificazione delle bocche*:

Condizioni di carico:	Condizioni di grossezza di pareti:	Condizioni di forma di pareti:	Condizioni esterne:	Condizioni cinetiche interne:
a) Bocche a battente. *b) Bocche a stramazzo.*	*a) In parete sottile.* *b) In parete grossa.*	*a) A contrazione totale.* *b) A contrazione parziale.* *c) A contrazione imperfetta.*	*a) Libere.* *b) Parzialmente rigurgitate (*).* *c) Totalmente rigurgitate (*).*	*a) Senza velocità d'arrivo.* *b) Con velocità di d'arrivo.*

Portata delle bocche. — *Premesse.* — Indichiamo con A l'area dell'orifizio, con h il carico sul centro di figura (ossia la distanza verticale fra il pelo libero nel recipiente ed il centro di figura della bocca), con Ω l'area della *sezione contratta*, con V la velocità media dell'acqua nella sezione contratta Ω.

Sarà allora:

$$\frac{\Omega}{A} = K$$

il *coefficiente di contrazione della bocca* ($K = 0{,}50 \div 1$), e

$$V = n\sqrt{2gh}$$

(essendo n un coefficiente variabile con la grandezza e quindi con l'attrito della bocca). Per piccole bocche si può ritenere $n = 0{,}96$ e per le grandi bocche si assumerà $n = 1$ (cioè non si ha nessuna perdita per attrito ed allora la velocità in Ω è quella *torricelliana* $V = \sqrt{2gh}$ (vedi fig. 208).

Il numero n si chiama *coefficiente di riduzione della velocità torricelliana.*

Il valore della portata Q della bocca sarà dato da:

$$Q = \Omega \cdot V = KA \cdot n\sqrt{2gh} = KnA\sqrt{2gh}. \qquad (1)$$

Chiamasi *coefficiente d'efflusso o della portata, il prodotto* $K\,n = \mu$ *del coefficiente di contrazione* K *per il coefficiente di riduzione* n *della velocità torricelliana.* Pertanto, ponendo nella (1) $\mu = K\,n$, avremo:

$$Q = \mu \cdot A\sqrt{2gh}. \qquad (2)$$

Bocche a battente. — Nei casi ordinari in cui la velocità d'arrivo è piccola, e cioè minore di m. 0,50/1″, la formola della portata sarà la (2) e cioè:

$$Q = \mu \cdot A\sqrt{2gh}\,.$$

(*) *Da liquido stagnante oppure in moto.*

Per le bocche a battente in *parete sottile* si può assumere come valore medio del coefficiente d'efflusso $\mu = 0{,}65$. Valori più precisi di μ ci vengono forniti da un'apposita tabella riportata sui manuali di idraulica.

Il caso più semplice è quello di una *bocca rettangolare*: chiamando con A l'altezza della bocca (vedi fig. 208) misurata normalmente alla direzione della vena effluente, b la larghezza della bocca, h_1, h, h_2 i carichi sul lato inferiore sul centro e sul lato superiore (misurati dove l'acqua non sente la chiamata allo sbocco), se l'acqua a monte della bocca ha una velocità d'arrivo V_0 non trascurabile (ossia la velocità media V_0 nel bacino, a monte della bocca, è $>$ m. 0,20/1''), si ha approssimativamente:

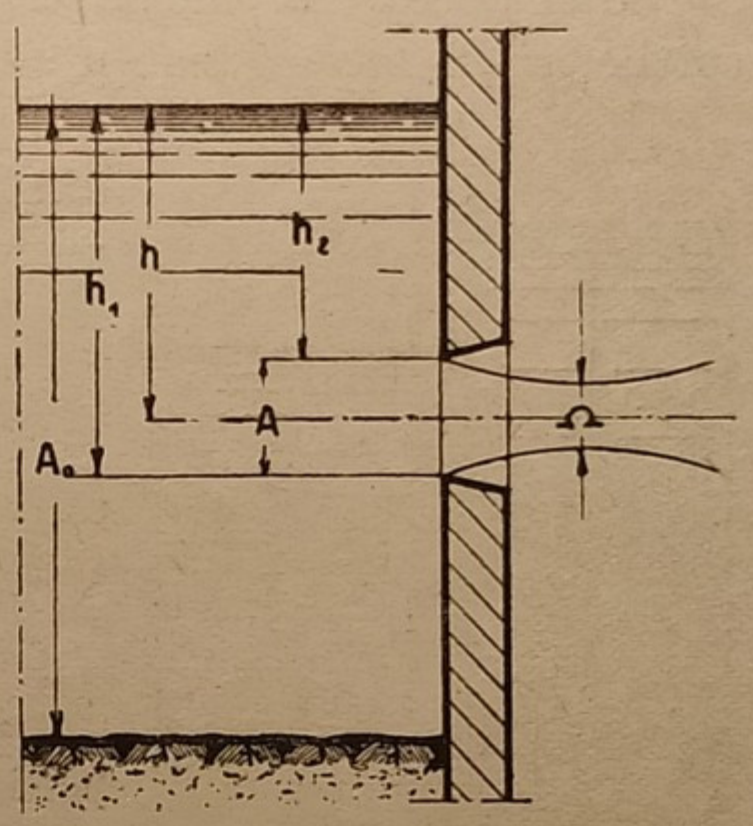


Fig. 208.

$$Q = \frac{2}{3}\,\mu b\sqrt{2g}\,\{(h_1 + k)^{3/2} - (h_2 + k)^{3/2}\},$$

dove
$$k = \frac{V_o^2}{2g}$$

è il carico corrispondente alla velocità media V_o del corso d'acqua a monte della bocca. Quando è: $h_2 > h_1 - h$, la formola suddetta fornisce una portata abbastanza esatta. I valori di μ ci vengono forniti da un'apposita tabella, in funzione dell'altezza della bocca e del battente h_2.

Se la bocca è a *contrazione parziale*, il coefficiente di efflusso, a parità di forma e di grandezza di perimetro della bocca e a parità di carico centrale h, prende un valore $\mu' > \mu$. Per le forme rettangolari BIDONE assegnò la formola:

$$\mu' = \mu\left(1 + 0{,}152\,\frac{N}{P}\right),$$

dove N è la parte del perimetro della bocca che trovasi nel prolungamento delle pareti del recipiente immediatamente a monte della bocca e P è l'intero perimetro. Siccome il coefficiente μ' varia con leggi non troppo facilmente definibili, è bene ricorrere alle tavole numeriche.

Se la bocca è a *contrazione imperfetta*, il coefficiente di efflusso μ'' è alquanto maggiore di μ. Detta A_o l'area a monte immediatamente allo sbocco A, e posto $\frac{A}{A_o} = n$, WEISBACH diede le seguenti formole empiriche per i coefficienti di efflusso:

per A rettangolare: $\mu'' = \mu\{1 + 0{,}076\,(9^n - 1)\}$;

per A circolare: $\mu'' = \mu\{1 + 0{,}04564\,(14{,}821^n - 1)\}$.

Qui per μ s'intende il coefficiente a contrazione totale ed il serbatoio è supposto tale per cui risulti nulla la velocità d'arrivo.

Gli sperimentatori PONCELET e LESBROS hanno constatato che la contrazione diventa totale se la minima distanza delle pareti perturbatrici dalla bocca è $\geqq 2{,}7$ *la larghezza della bocca medesima.*

Se la bocca è a *battente con paratoia* e se il solo lato superiore è in parete sottile, si ha *mediamente* $\mu = 0{,}675$, *per battente* $h_2 >$ m. 0,20. Se la *paratoia è inclinata di un angolo* α *sull'orizzonte*, μ cresce al diminuire di α. Il μ precedente va moltiplicato per un fattore f di correzione compreso fra 1,14 e 1,006, secondochè α varia da 45° a 75° (vedi Man. Colombo).

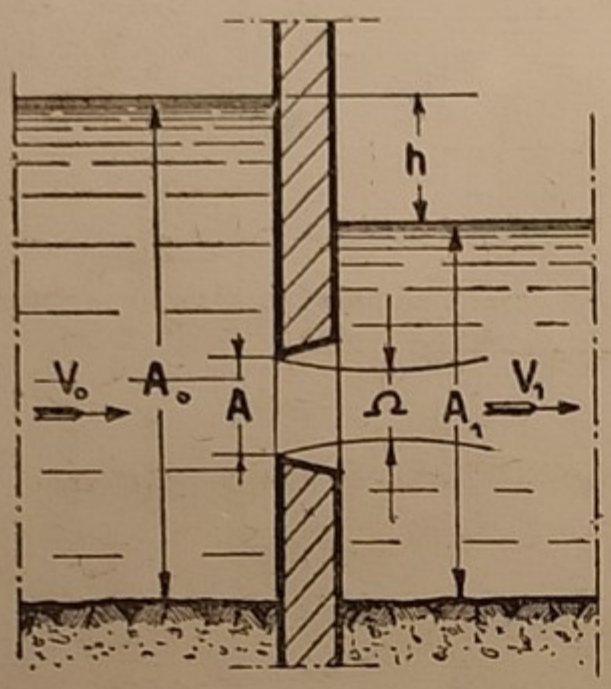


Fig. 209.

Bocche a battente rigurgitate. — Se il rigurgito è totale, la portata si può calcolare con la formola:

$$Q = \mu' \cdot A \cdot \sqrt{2gh}\,,$$

dove h (vedi fig. 209) indica il dislivello fra le superfici libere a monte ed a valle. Il coefficiente μ' è eguale a 0,98 μ, nell'ipotesi che siano trascurabili le velocità di arrivo nel canale a monte, di sezione A_0, e in quello a valle di sezione A_1. Se poi dette velocità non sono trascurabili, si avrà:

$$Q = \sqrt{2gh} \Big/ \sqrt{\frac{1}{A_1^2} + \left(\frac{1}{KA} - \frac{1}{A_1}\right)^2 - \frac{1}{A_0^2}}\,,$$

dove $K = \dfrac{\Omega}{A}$ *è il coefficiente di contrazione.*

Se il *rigurgito è parziale*, mancando delle indicazioni sperimentali completamente esaurienti, si può considerare, con metodo approssimato, la bocca divisa in due parti, riguardando la superiore come *bocca libera* e la inferiore come *bocca rigurgitata* e facendo poi la somma delle due portate parziali, dopo aver assunto per queste i relativi coefficienti di efflusso.

Bocche a stramazzo. — Immaginiamo di sbarrare, sino al fondo, un canale rettilineo a sezione rettangolare mediante una parete o *traversa* $A\,B$ rettangolare, posta più bassa delle sponde del canale ed avente la cresta A tagliata a spigolo vivo (vedi fig. 210), per avere la condizione della parete sottile. L'esperienza mostra che procedendo da monte verso valle sino ad una certa sezione $M\,N$, il moto è sensibilmente uniforme ed il pelo libero è orizzontale o quasi. Da $M\,N$

in poi comincia la *chiamata allo sbocco*, cioè il moto generale dell'acqua si accelera, i filetti idrici convergono verso lo sbocco e nello stesso tempo anche il pelo d'acqua s'incurva divenendo convesso. Internamente le velocità di traslazione diventano insensibili al disotto di una certa superficie *C A* (*angolo morto*). Sotto la *lama stramazzante* vi è uno spazio *S* che nello *stramazzo tipo*, considerato da noi, non ha comunicazione con l'esterno e le velocità dei filetti liquidi inferiori potranno trascinare via l'aria sottostante alla lama. Invece se l'aria ha libero accesso sotto la lama, la vena sarà interamente *libera*. Quando la pressione inferiore incomincerà ad essere sufficientemente minore della atmosferica, la pressione esterna spingerà la lama verso il tergo della traversa e si avrà allora una vena *depressa*. Se la rarefazione è ancora più forte, la pressione esterna spinge completamente la vena contro il tergo della traversa e si ha una vena detta *aderente*. Se la lama stramazzante ha una massa abbastanza potente, lo spazio *S* sarà tutto occupato dai filetti idrici e allora si avrà la vena *annegata per disotto o soffolta*.

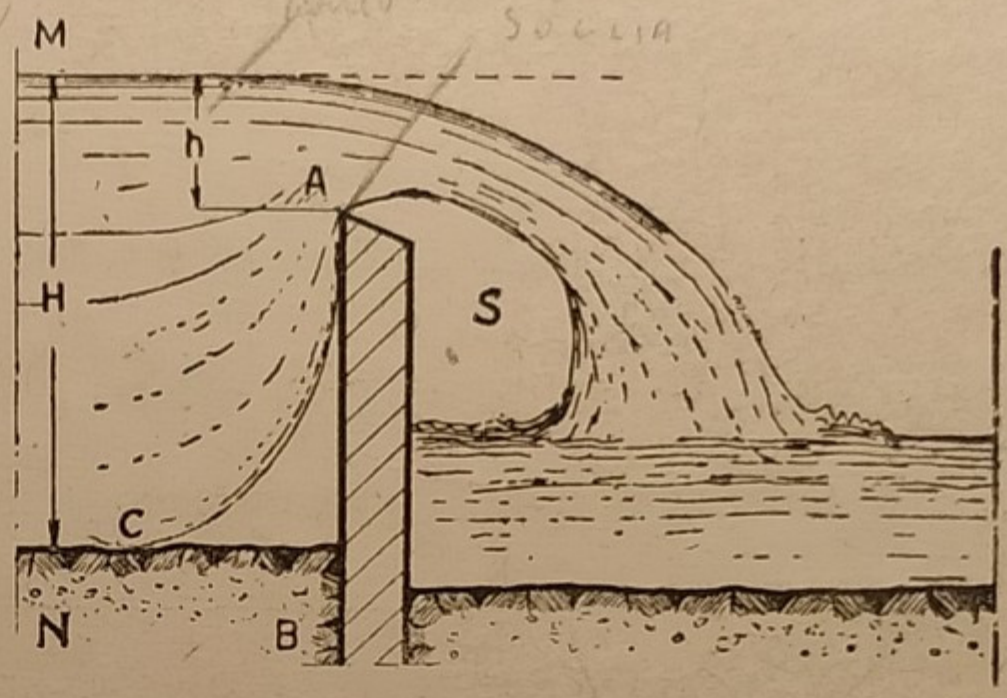


Fig. 210.

Se la bocca è a *stramazzo libero* con velocità d'arrivo trascurabile, se b è la larghezza della soglia ed h è l'altezza dello stramazzo misurata verticalmente dove l'acqua non sente la chiamata, poichè è $A = b \cdot h$ e l'altezza di carico sul centro è data da $\frac{h}{2}$ avremo:

$$Q = \mu b h \sqrt{2g \cdot \frac{h}{2}} = \sim 0{,}70\ \mu b h \sqrt{2gh}\,.$$

Ponendo $0{,}70\ \mu = \mu_o$, avremo la formola:

$$Q = \mu_o b h \sqrt{2gh}\,.$$

Se lo stramazzo è in *parete sottile* e se la contrazione è *completa*, per il che occorre che sia $b \leqslant \frac{1}{3} B$ (essendo B la larghezza del serbatoio) ed $h \leqslant \frac{1}{3} H$, dove H è l'altezza del pelo d'acqua sul fondo del serbatoio a monte, il coefficiente μ_o varierà fra 0,421 e 0,390, col crèscere di h da m. 0,02 a m. 0,25 ÷ 1.

Per una contrazione completa sulla soglia e nulla sui lati ($b = B$), μ_0 varia da 0,41 a 0,43, dai piccoli ai grandi valori di h (in media 0,42).

Se la soglia è seguita da una corsa inclinata, com'è il caso delle *traverse*, il coefficiente d'efflusso diventa $m\,\mu_0$, in cui μ_0 ha il valore medio precedente 0,42, ed m varia da 0,70 a 0,90, variando h da 0,05 a m. 1.

Se per la traversa è da riguardarsi la contrazione *incompleta sui lati e sulla soglia* $\left(b > \frac{1}{3} B,\ h > \frac{1}{3} H\right)$ in luogo del valore medio 0,42 si prenderà $m_1\,\mu_0$, se è $b < B$ e $m_2\,\mu_0$ se $b = B$. Il fattore m_1 varia da 1,001 a 1,107 per valori di $\frac{b\,h}{B\,H}$ variabili da 0,15 a 0,50, mentre m_2 varia da 1,045 a 1,133 per valori di $\frac{h}{H}$ variabili da 0,15 a 0,50 (vedi manuali idraulici).

Se l'acqua arriva allo stramazzo con sensibile velocità d'arrivo, cui corrisponda l'altezza di carico k, si avrà:

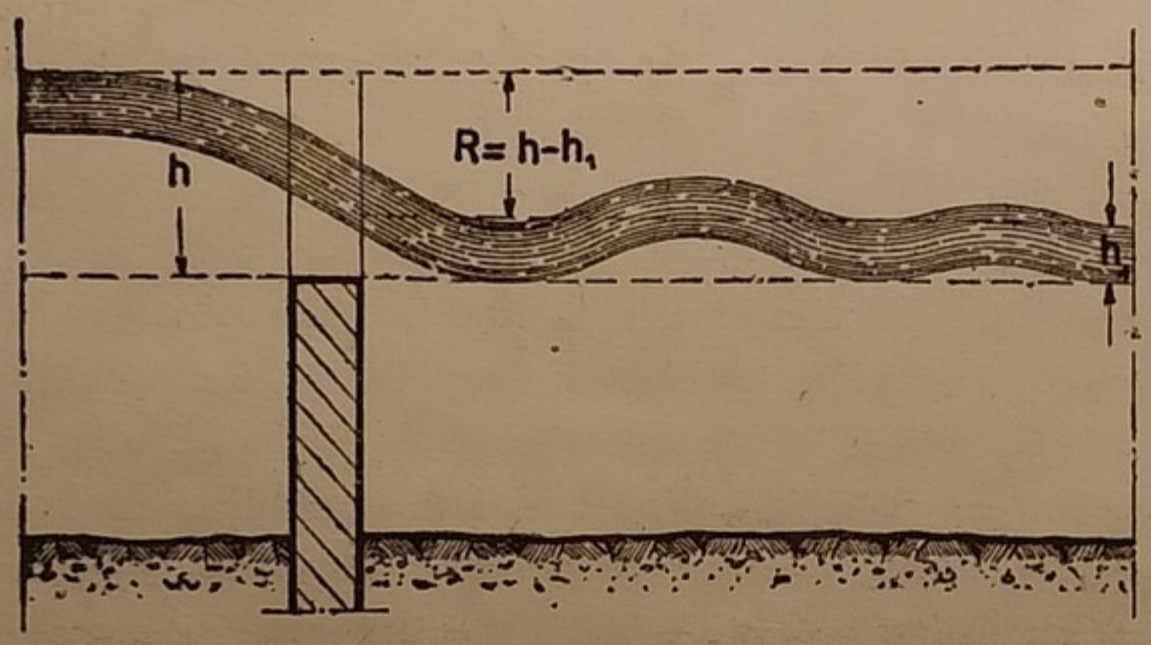


Fig. 211.

$$Q = \mu_0 b \sqrt{2g}\,\{(h+k)^{3/2} - k^{3/2}\}\,.$$

Per bocca a *stramazzo rigurgitato* (vedi fig. 211) se h_1 è l'altezza che ha sulla soglia l'acqua a valle dello stramazzo, per cui $R = h - h_1$ è la *sopraelevazione* o *rigurgito del pelo liquido*, si considera la bocca come divisa in due: uno *stramazzo libero* di altezza $h - h_1$, ed una *bocca a battente a totale rigurgito* con una altezza h_1 e carico R. Perciò, per velocità d'arrivo trascurabile, si ha:

$$Q = \mu_0\, bR\sqrt{2gR} + \mu b h_1 \sqrt{2gR} = (\mu_0 bR + \mu b h_1)\sqrt{2gR}\,.$$

Se si ha l'altezza di carico k corrispondente a velocità d'arrivo non trascurabile, sarà:

$$Q = \mu_0 b \sqrt{2g}\,[(R+k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu b h_1 \sqrt{2g\,(R+k)}\,.$$

Per *stramazzi obliqui alla corrente*, il rapporto tra il coefficiente da adottarsi ed il consueto coefficiente μ_0 varia da 0,90 a 1, secondochè il minore degli angoli formati dalla direzione della soglia con quella della corrente varia da 15° a 90° e si assuma come lunghezza b la lunghezza effettiva della soglia.

III. — OPERE DI DERIVAZIONE DEI CANALI

Traverse (dighe o chiuse). — DIGHE FISSE. — Se attraverso l'alveo di un corso d'acqua si costruisce una *traversa* o *diga*, si potrà concentrare in un determinato punto la caduta d'acqua che altrimenti si distribuirebbe sopra un lungo tratto a monte. Sopra la diga si avrà una *sopraelevazione* o *rigurgito* del pelo d'acqua, obbligando così la corrente a diminuire di pendenza e di velocità, finchè l'acqua stramazzerà sopra la diga stessa.

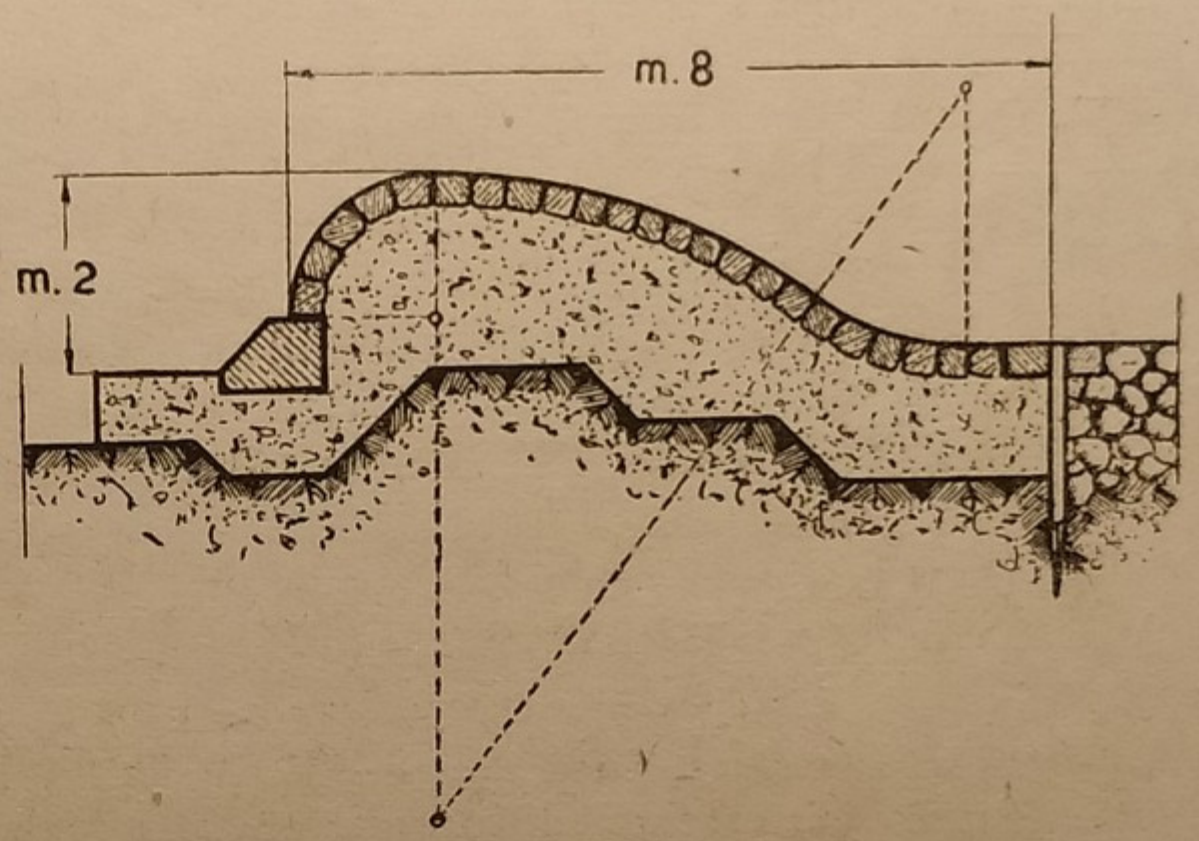


Fig. 212.

Nei corsi d'acqua a piene regolari la diga può costruirsi perpendicolarmente alla direzione del filone, ma nei corsi d'acqua a forti piene generalmente la diga viene disposta secondo una curva leggermente convessa verso monte oppure obliquamente alla direzione del filone, al fine di aumentare la lunghezza della diga stessa che farà diminuire l'altezza e la velocità della falda liquida stramazzante.

Nella maggior parte dei casi si ricorre a traverse in calcestruzzo o in muratura di pietrame e malta cementizia, incastrandole solidamente nelle sponde e nell'alveo mediante robuste fondazioni. Una diga in muratura presenta nel suo profilo le seguenti parti: la sommità o *soglia* a superficie piana o ricurva, leggermente inclinata verso l'incile del canale di derivazione con larghezza eguale a $0{,}50 \div 0{,}80$ dell'altezza della diga; il *petto* ossia la parete a monte, che può essere verticale per le dighe di piccola altezza, oppure può presentare un'inclinazione che va a raccordarsi con la fondazione; la *scarpa* ossia la parete a valle, disposta a piano inclinato o debitamente profilata, con scarpa di $2 \div 5$ di base per 1 d'altezza, in modo da accompagnare dolcemente le acque stramazzanti dalla soglia, evitando la formazione di vortici pericolosi a valle della diga. Nelle traverse importanti si fa seguire alla scarpa una platea lunga $4 \div 5$ volte l'altezza della diga: alla platea segue una *scogliera*, cioè una gettata di sassi trattenuta da filari di pali. Una scogliera consimile può pure costruirsi a monte della diga.

La fig. 212 mostra la sezione di una diga in calcestruzzo con profilo curvilineo formato da un arco di cerchio, convesso all'infuori, che tiene il posto della scarpa a monte, e da altri due archi raccordati formanti una gola rovescia piuttosto protesa, la quale sostituisce la soglia, la scarpa a valle e la platea. La diga è rivestita in pietra e a valle presenta una scogliera trattenuta da pali.

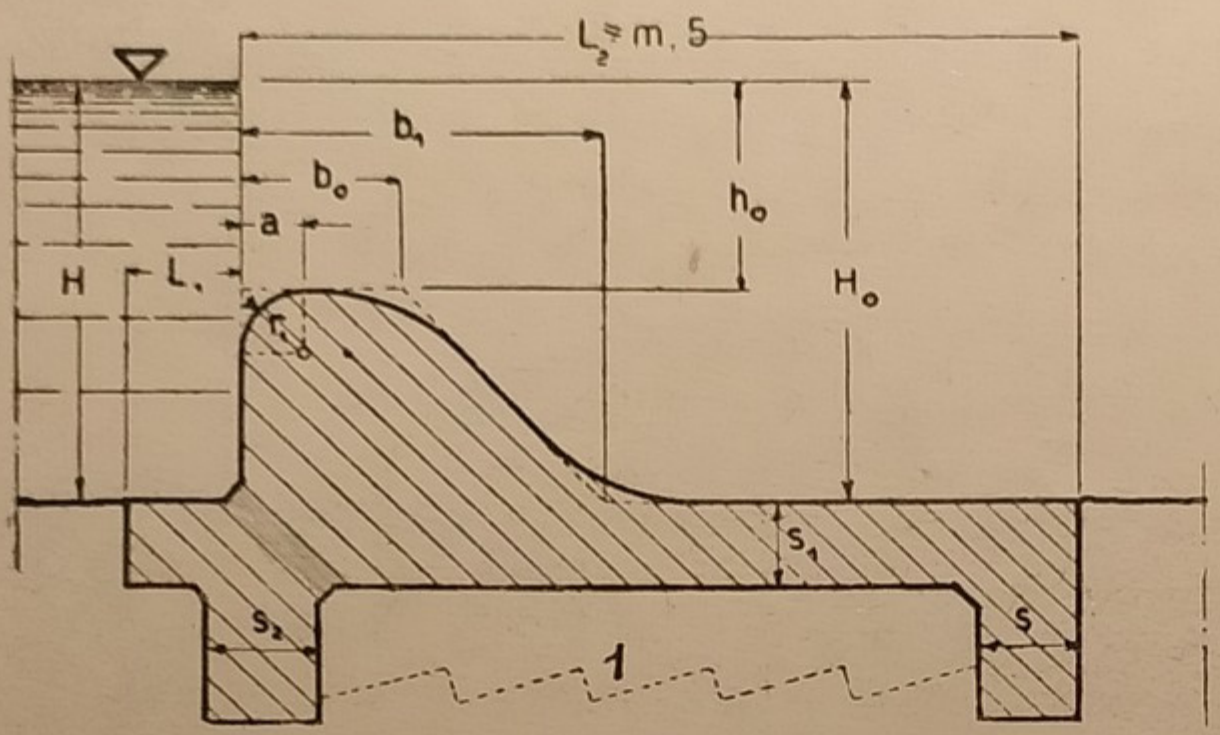


Fig. 213. — 1, *nervature di rinforzo.*

Le dighe in *cemento armato* presentano l'ossatura formata da contrafforti o costole verticali, di limitato spessore, e il profilo corrispondente alla sezione trasversale del corpo della diga.

I contrafforti sono equidistanti fra di loro, e sono collegati da solette a monte, a valle ed in sommità. Alle solette a monte ed a valle si assegnano quelle inclinazioni che più soddisfano alle condizioni statiche ed idrauliche della diga stessa. Per traverse della larghezza massima di m. 5 si può adottare il profilo trapezio a spigoli arrotondati (vedi fig. 213). Fissati i carichi d'acqua H_0, h_0, rispettivamente sulla soglia della diga a valle e sulla soglia superiore della diga stessa, relativi all'altezza d'acqua a monte della diga, si potrà determinare il rapporto h_0/H_0 e a mezzo la tabella seguente si potranno avere le altre dimensioni della diga da progettare.

$\frac{h_0}{H_0}$ =	$\frac{b_0}{H_0}$ =	$\frac{b_1}{H_0}$ =	$\frac{a}{H_0}$ =	$\frac{r_1}{H_0}$ =	In ogni caso si farà:
m. 0,10	m. 0.090	m. 0,710	m. 0,025	m. 0,031	$L_1 = (0 \div 0{,}5)H_0$
» 0,20	» 0,175	» 0,755	» 0,050	» 0,062	
» 0,30	» 0,245	» 0,800	» 0,075	» 0,094	$L_2 = \sim 2 \,.\, H_0$
» 0,40	» 0,305	» 0,830	» 0,100	» 0,125	
» 0,50	» 0,355	» 0,845	» 0,125	» 0,156	$s_1 = \sim 0{,}2\, H_0$
» 0,60	» 0,380	» 0,850	» 0,150	» 0,188	
» 0,70	» 0,385	» 0,835	» 0,175	» 0,219	$s_2 = (0{,}2 \div 0{,}3)H_0$
» 0,80	» 0,370	» 0,795	» 0,200	» 0,250	
» 0,90	» 0,325	» 0,730	» 0,225	» 0,282	$H \leqslant H_0$

Una traversa in calcestruzzo può essere considerata come una struttura monolitica soggetta alle seguenti forze esterne (vedi fig. 214):

spinta S_1 orizzontale contro il petto della diga, dovuta alla pressione dell'acqua a monte;

pressione S_2 della colonna d'acqua che sovrasta la soglia a monte;

contropressione S_3 dell'acqua esistente a valle.

Per un calcolo più semplificativo, e che va in favore della stabilità, si può trascurare il peso della vena stramazzante sulla diga e la contropressione S_3 dell'acqua a valle.

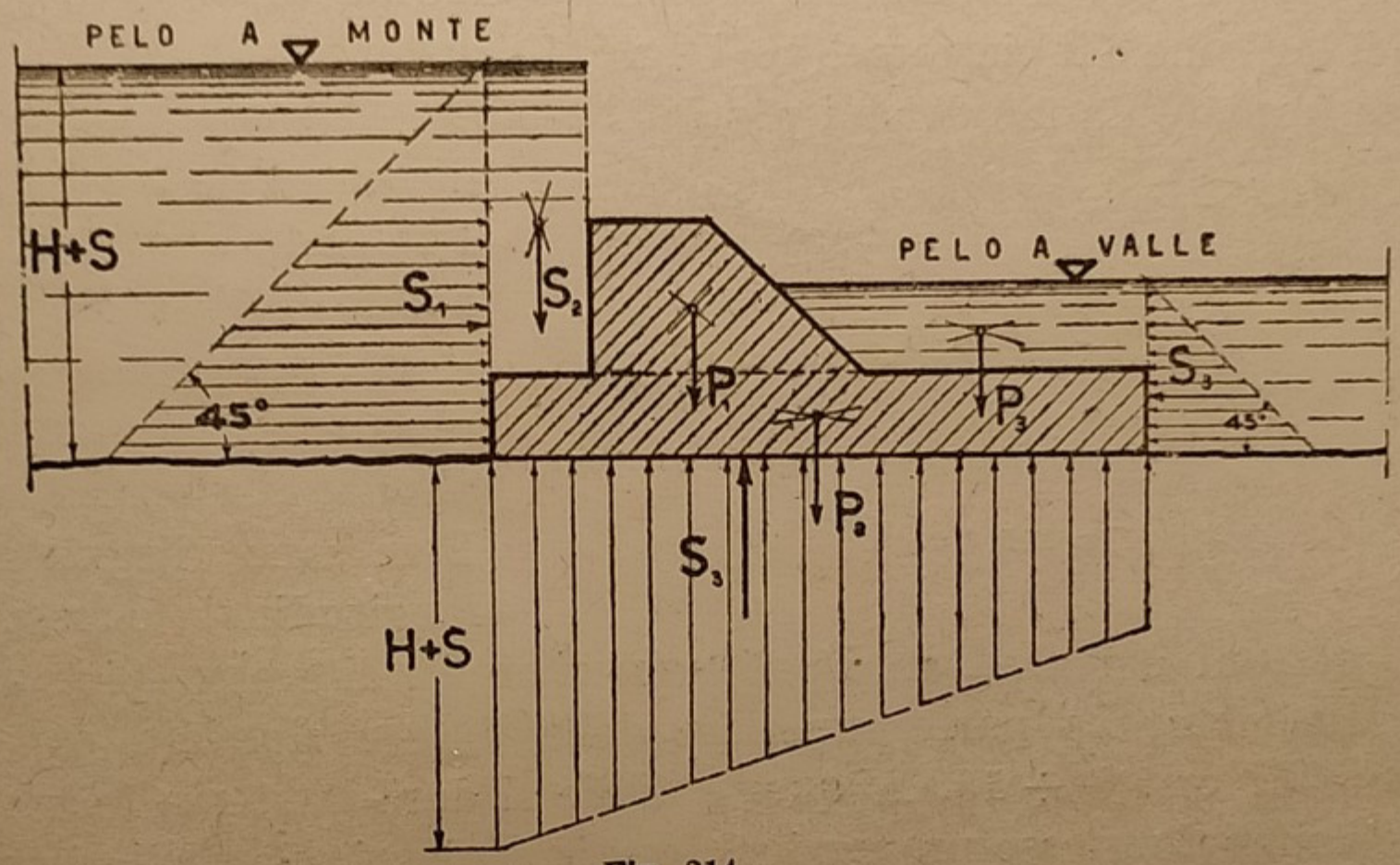


Fig. 214.

Nella verifica della stabilità dovranno essere soddisfatte le seguenti condizioni:

1° *la risultante delle forze esterne agenti sulla traversa deve cadere entro il terzo medio della base di fondazione e, per quanto possibile, vicino al punto medio di questa, affinchè sia assicurata al terreno una distribuzione sufficientemente uniforme delle sollecitazioni;*

2° *la pressione unitaria massima trasmessa al suolo di fondazione, nell'ipotesi più sfavorevole, non dev'essere maggiore di kg* $1 \div 3/cm^2$., *che è il carico di sicurezza del terreno di fondazione, supposto di natura alluvionale. Se si oltrepassa il carico di sicurezza occorrerà procedere ad un costipamento del terreno di fondazione* (vedi pag. 246, vol. I);

3° *lungo il paramento a monte della diga non si dovranno verificare sforzi di tensione in nessun punto. Le sezioni della platea di fondazione riscontrate soggette a trazione dovranno armarsi convenientemente in modo da evitare lesioni nel calcestruzzo.*

Se la diga è costruita in pietra da taglio a strati piani, occorrerà pure verificare la *stabilità a scorrimento*, assumendo per *coefficiente d'attrito* $f = \text{tg}\,\varphi$ il valore $\sim 0{,}60 \div 0{,}75$ ($\varphi = \sim 30° \div 36°$).

Infine per le traverse che non siano bene immorsate nel terreno di fondazione a mezzo di profondi gradoni occorrerà pure verificare la stabilità allo scorrimento della traversa sulla base di fondazione, assumendo per coefficiente d'attrito $f = \text{tg}\,\varphi = \sim 0{,}36$ ($\varphi = 20°$).

Le dighe di piccola importanza possono costruirsi assai economicamente utilizzando il legname e il pietrame (vedi fig. 215), sostenendo la soglia e le scarpe con palafitte formate da file di pali posti a m. $0{,}50 \div 1$ e assegnando fra fila e fila una distanza di m. $1 \div 1{,}50$. I pali sono di essenza resinosa, hanno il diametro di cm. $20 \div 35$, sono conficcati nel terreno per una profondità eguale almeno alla loro altezza libera. Essi sono rilegati nel senso longitudinale e trasversale da correnti e saettoni e i vani fra i pali sono riempiti di grosso pietrame accuratamente sistemato. La parte superiore della diga è rivestita con tavoloni dello spessore di cm. $8 \div 10$. A queste dighe si darà la stessa forma trapezia e si assegneranno le stesse proporzioni, corrispondenti alle dighe in muratura già sopra accennate.

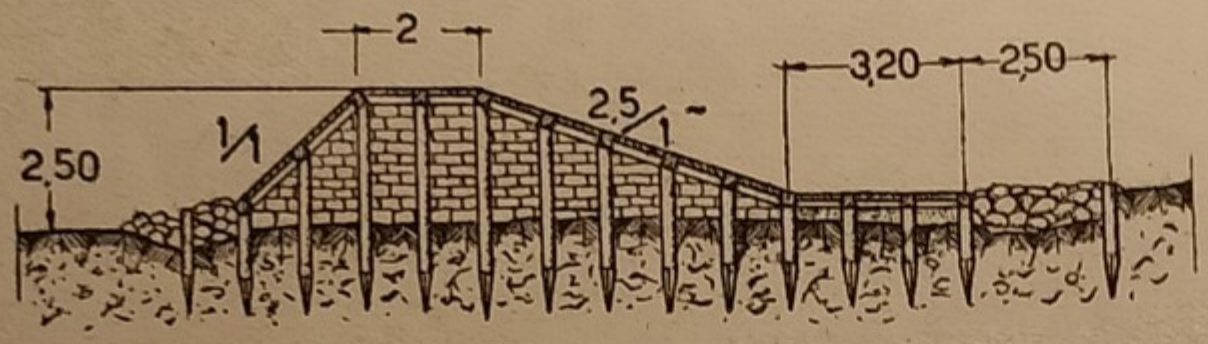


Fig. 215.

Oggidì, all'ossatura in legname generalmente si sostituisce un'ossatura in cemento armato formata da pali, montanti e travi.

Dighe mobili. — Se durante la piena del corso d'acqua naturale è necessario dare libero sfogo alla corrente per salvaguardare da possibili danni le campagne adiacenti, si ricorrerà ad uno sbarramento mobile. Ogni *chiusa mobile* comprenderà: una *platea fissa in muratura* estesa a tutta la lunghezza dell'alveo, sino ad incastrarsi sufficientemente nelle sponde, ed avente un'altezza limitata da non poter produrre rigurgiti dannosi a monte; una *serie di ritti* che dividano la lunghezza della platea in tanti intervalli o *luci* che potranno chiudersi od aprirsi con un *sistema mobile*, manovrabile a mano, oppure automatico. Per esempio, le porte *Chanoine* (vedi fig. 216), che si dispongono pressochè verticali l'una accanto all'altra sulla soglia della platea e che possono ruotare attorno ad un asse orizzontale inferiore. Esse sono sostenute da un puntello fermato contro un tallone della soglia. Allontanando il puntello dal tallone si può abbassare la porta.

Vi sono delle porte girevoli automaticamente attorno ad un perno orizzontale, posto in corrispondenza del centro di pressione, per effetto del massimo livello d'acqua consentito. Quando l'acqua supera detto livello massimo, le porte si aprono da sè in virtù della maggiore pressione che nasce sulla faccia della porta al disopra dell'asse di rotazione.

Citiamo un altro tipo di diga mobile, cioè la *Poirée*, che si può applicare sino ad altezze di circa m. 3. Essa è costituita da una serie di cavalletti metallici

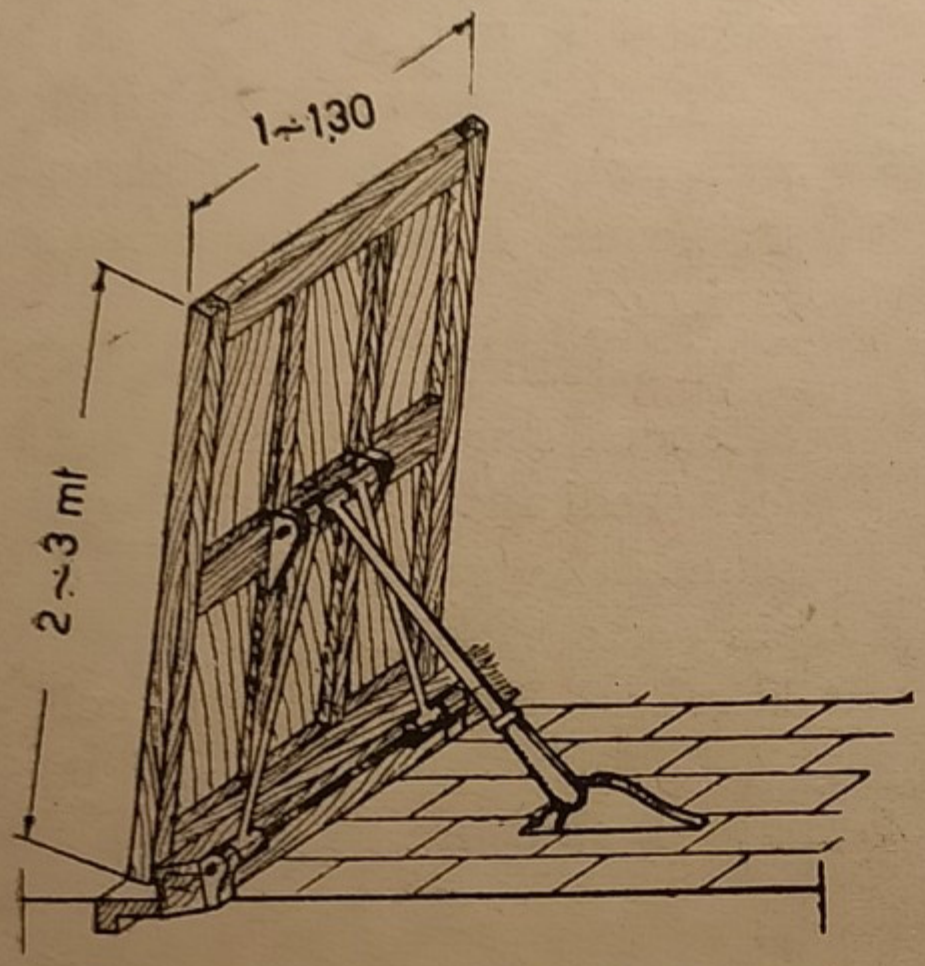


Fig. 216. — Diga mobile tipo *Chanoine*.

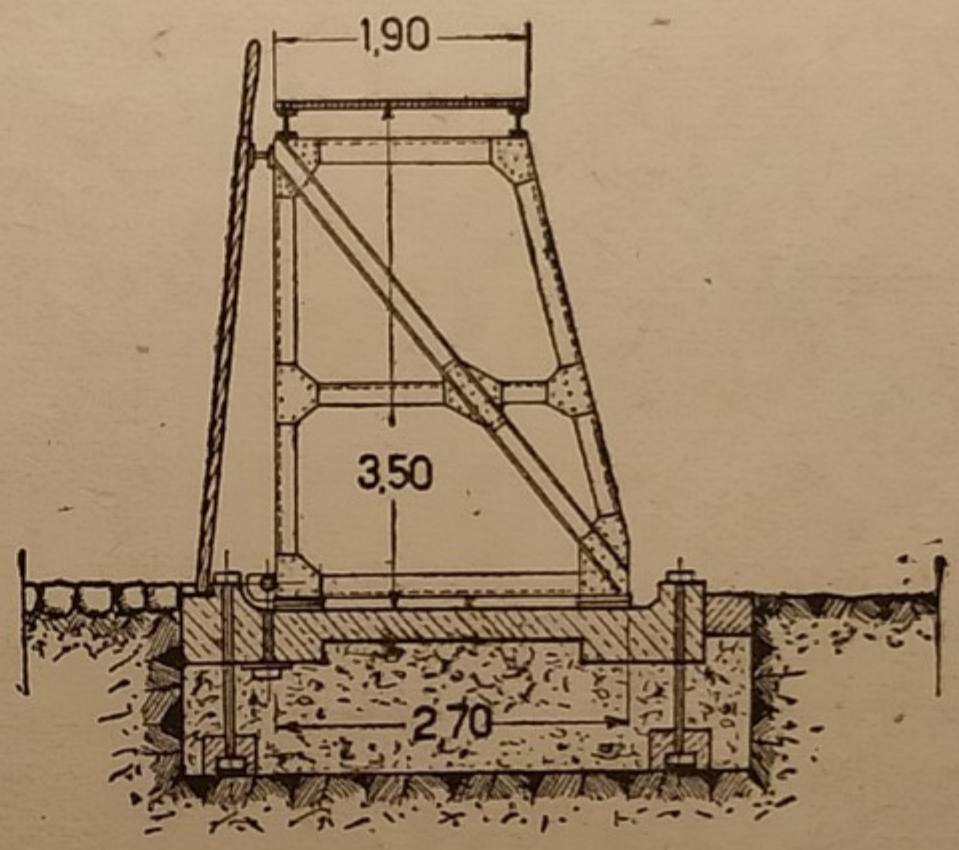


Fig. 217. — Diga mobile tipo *Poirée*.

(vedi fig. 217) che possono girare lateralmente attorno ad un asse inferiore assicurato alla platea. Quando i cavalletti sono disposti verticali, vengono collegati verso monte con una sbarra contro cui appoggiano gli *aghi* di chiusura delle singole luci comprese fra i cavalletti successivi. Questi aghi sono dei panconcelli di legno disposti un po' inclinati l'uno accanto all'altro con l'estremità superiore appoggiata contro la sbarra di collegamento dei cavalletti.

Dapprima si erigono i cavalletti simmetricamente verso le due sponde, affinchè possano servire da ponte per erigere quelli centrali; poi si collegano i cavalletti con un tavolato posto superiormente su ferri a doppio T assicurati ai traversi superiori dei cavalletti stessi. Gli aghi di chiusura delle singole luci vengono collocati dapprima a gruppi e saltuariamente, per non produrre brusche deviazioni della corrente, e poi si mettono a posto i rimanenti per completare lo sbarramento. Ogni ago si ferma alla sbarra superiore d'appoggio del traverso mediante un uncino e la manovra viene eseguita stando sull'impalcato.

Dighe provvisorie. — Queste si adottano per derivazioni di poca importanza e quando il corso d'acqua ha il letto piuttosto largo ed è soggetto a piene impetuose. Se in tempo di piena la diga può guastarsi in parte o tutta, per la violenza delle acque, si potrà ripristinarla, quando il regime delle acque sarà ritornato normale, con una spesa relativamente limitata.

Per costruire queste dighe si utilizzeranno dei *gabbioni* di filo di ferro zincato riempiti di grosso pietrame, collocandoli entro un'incassatura praticata nell'alveo, ed unendo a questi altri gabbioni superiori fermati con robusti legami.

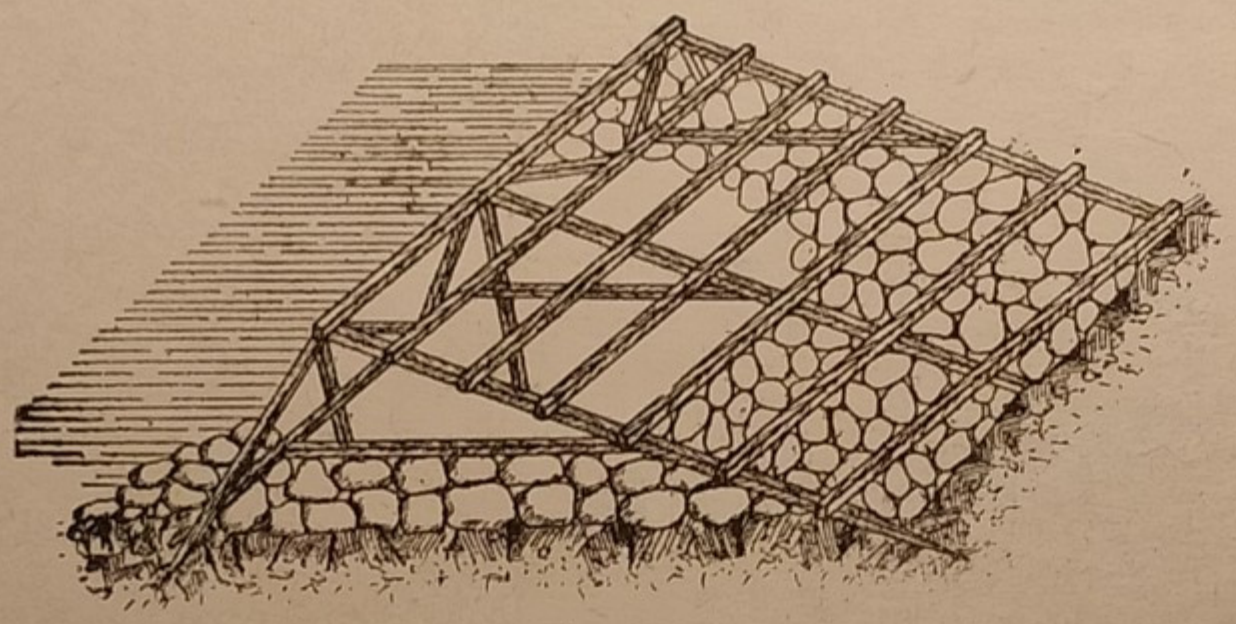


Fig. 218.

Tutta la traversa sarà rincalzata con gettata di pietrame, trattenuta da pali conficcati nel terreno.

L'ossatura della traversa può ottenersi con una serie di *cavalletti* (vedi fig. 218) formato ciascuno di tre gambe, di cui le due più corte sono disposte secondo il petto della diga e la terza è inclinata secondo la scarpa. Fra i cavalletti, collegati fra di loro con correnti orizzontali, si pone del grosso pietrame. Sui correnti si chiodano delle robuste tavole per formare la chiusura delle due parti della traversa.

Calcolo delle traverse. — Sia Q_1 la *portata di magra* del corso d'acqua, Q_2 quella *normale del canale da derivare*, a l'altezza del pelo di magra sul fondo del fiume. Inoltre sia fissata la quota della soglia della bocca di derivazione, per cui sarà noto pure il rigurgito R o sopraelevazione del pelo di magra necessario per ottenere la prefissata quota della soglia della bocca di derivazione. Se b è la lunghezza della soglia stabilita in relazione alla larghezza dell'alveo ed alla forma planimetrica della traversa ritenuta più opportuna, possiamo determinare l'*altezza x della traversa*. In via di prima approssimazione supponiamo la soglia della traversa posta a livello del pelo di magra: allora se h è l'altezza del pelo d'acqua a monte sulla soglia della traversa (che in questo caso è eguale all'altezza R del rigurgito) possiamo determinare la portata dello stramazzo libero sopra la diga utilizzando la nota formola (vedi pag. 279):

$$Q = \mu_0 b h \sqrt{2gh} = \mu_0 b R \sqrt{2gR}\,.$$

Ora confrontando la portata Q con quella dello stramazzo minimo $Q_1 - Q_2$, che effettivamente si dovrà avere sopra la traversa, potremo, in generale, osservare che sarà:

$$Q_1 - Q_2 \leqq \mu_0 b R \sqrt{2gR}\,.$$

Si dovrà ricorrere ad una *soglia libera* se sarà $Q < Q_1 - Q_2$, perchè allora la soglia della traversa dovrà essere più alta del pelo d'acqua a valle (vedi fig. 219); mentre si dovrà ricorrere ad una *soglia sommersa*, se sarà $Q > Q_1 - Q_2$, perchè allora dovremo aumentare l'altezza h dell'acqua sopra la soglia della traversa (vedi fig. 220).

Traverse libere. — Se con B indichiamo la larghezza del fiume, con a la profondità di questo, la velocità media dell'acqua dopo l'erezione della traversa sarà:

$$\frac{Q_1 - Q_2}{B(a + R)} = \frac{Q_1 - Q_2}{B \times H} ;$$

mentre l'altezza di carico corrispondente (spesso trascurabile rispetto all'altezza h dello stramazzo) sarà:

$$k = \left[\frac{Q_1 - Q_2}{B \times H} \right]^2 / 2g .$$

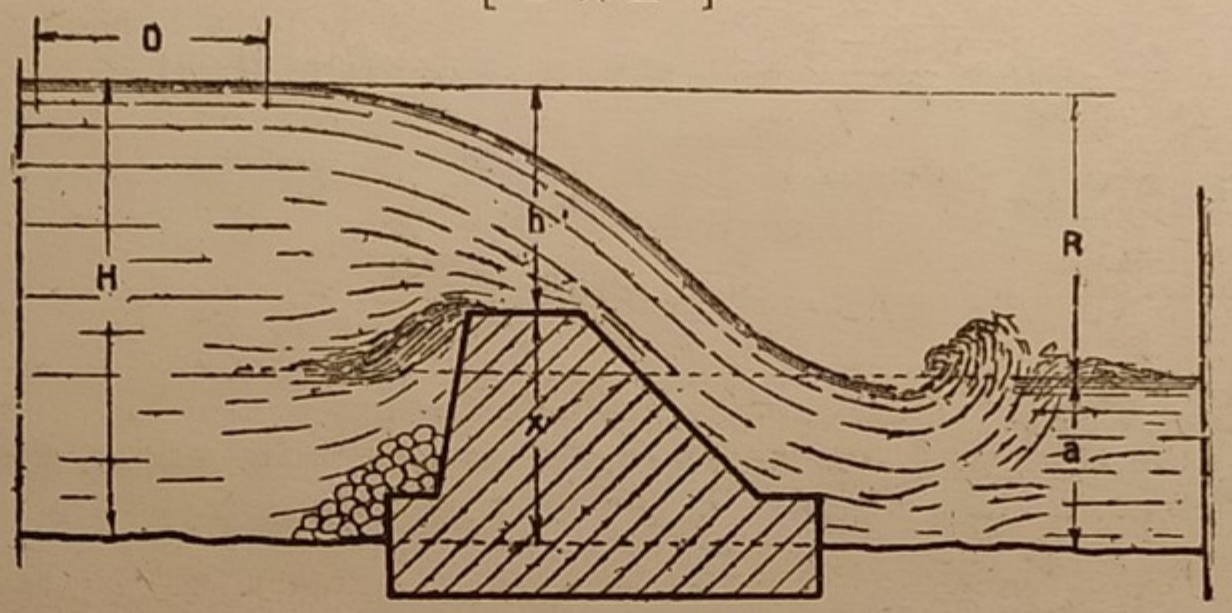


Fig. 219.

La portata dello stramazzo libero sarà:

$$Q_1 - Q_2 = \mu_0 b \sqrt{2g} \{ (h + k)^{3/2} - k^{3/2} \}$$

da cui si ricava h e quindi l'altezza x della traversa sul fondo, essendo:

$$x = a + R - h . \qquad (1)$$

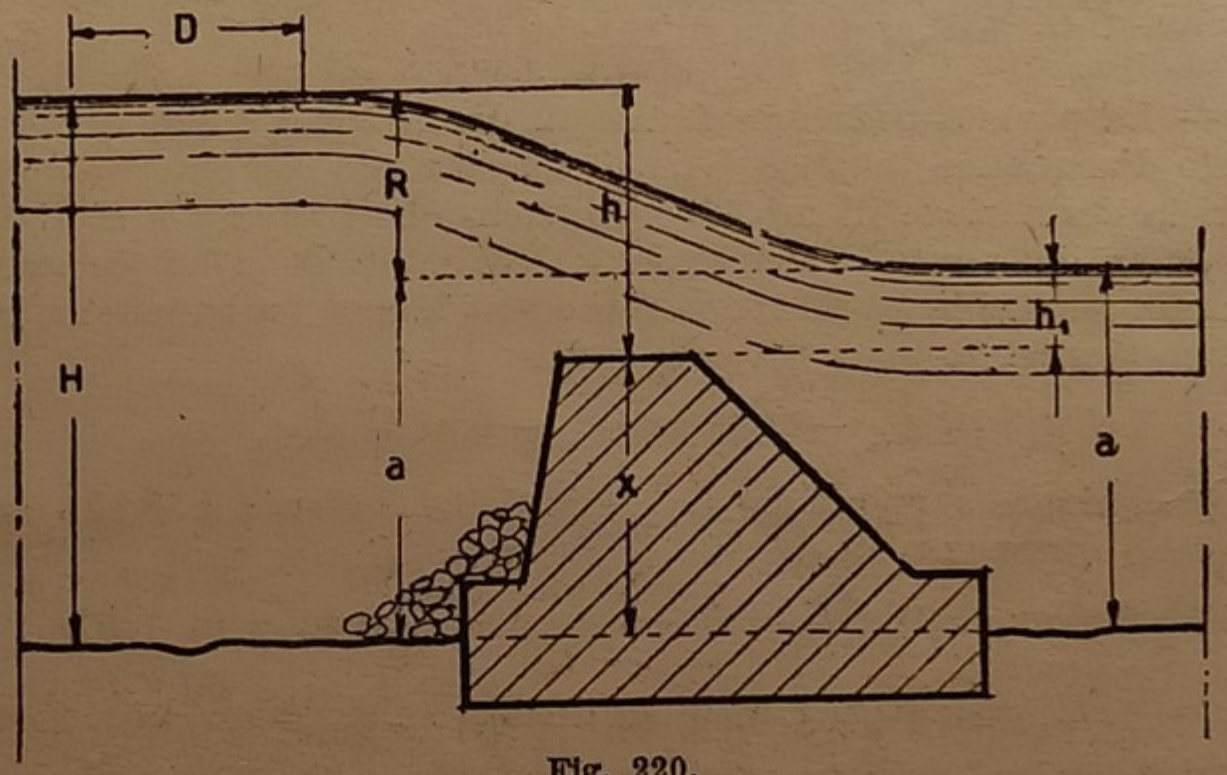


Fig. 220.

Traverse sommerse. — La portata dello stramazzo rigurgitato è (vedi pag. 280):

$$Q = \mu_0 b \sqrt{2g} \, [(R + k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu b h_1 \sqrt{2g(R + k)} =$$
$$= b \sqrt{2g} \{ \mu_0 \, [(R + k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu \, (h - R) \sqrt{R + k} \}$$

Dalla quale, con opportune operazioni, si potrà ricavare h e quindi x.

Rigurgito. — A mezzo delle formole che danno la portata degli stramazzi si potrà ricavare l'altezza R di rigurgito prodotto da una traversa, ricorrendo alla (1) che dà:

$$R = x + h - a.$$

Troviamo pure l'*estensione del rigurgito*. Per piccole altezze di rigurgito sopra la traversa il pelo d'acqua sopraelevato si potrà ritenere orizzontale; perciò indicando con R_D l'altezza del rigurgito alla distanza D dalla traversa, con i la pendenza del letto per metro corrente su metro, a regime uniforme o quasi, si avrà:

$$D = \frac{R - R_D}{i}, \quad \text{ossia:} \quad R_D = R - D \cdot i. \tag{1}$$

Per altezze notevoli di rigurgito, si hanno formole più approssimate; per esempio quella di Poirée:

$$R_D = R - D \cdot i + \frac{D^2 \cdot i^2}{4R}, \tag{2}$$

per la quale il pelo d'acqua rigurgitato corrisponde ad una parabola.

Per ottenere dalle suddette formole (1) e (2) l'estensione del rigurgito, si osservi che questa corrisponde a quel valore della distanza D per cui risulti $R_D = O$. Con questa considerazione dalla (1) si ha:

$$D = \frac{R}{i},$$

mentre dalla (2) si ha un'equazione di secondo grado rispetto a D, che risolta dà:

$$D = \frac{2R}{i}.$$

Il rapporto fra l'altezza massima di rigurgito R e la pendenza i *del corso d'acqua,* viene chiamato *ampiezza idrostatica.*

Esempio 1°. — La portata ordinaria di magra di un corso d'acqua naturale è di m³ 10, l'altezza a del pelo d'acqua sul fondo è di m. 0,80. Si vuole conoscere l'altezza x di una traversa che assicuri la derivazione di m³ 4/1″, sapendo che l'altezza R di rigurgito occorrente, in relazione alla quota del punto di derivazione, è di m. 0,40, la lunghezza della soglia della traversa è b = m. 20, mentre la larghezza B del corso d'acqua a monte della traversa è di m. 15.

La portata dello stramazzo sulla traversa sarà:

$$Q_1 - Q_2 = \text{m}^3\ 10 - 4 = \text{m}^3\ 6.$$

Come studio preliminare supponiamo la soglia della traversa a livello del pelo di magra, ossia l'altezza h dello stramazzo sia eguale al rigurgito R; avremo:

$$R = h = \text{m. } 0{,}40; \quad H = R + a = 0{,}40 + 0{,}80 = \text{m. } 1{,}20.$$

Risultanto $h = \frac{1}{3} H$ (vedi pag. 279) lo stramazzo sulla traversa è a *contrazione nulla sui lati* e *completa sulla soglia*, per cui il coefficiente d'efflusso, $\mu_0 = 0{,}42$, andrà moltiplicato per 0,90; avremo dunque: $m\,\mu_0 = 0{,}90 \times 0{,}42 = 0{,}378$.

Trascurando la velocità d'arrivo, avremo:

$$Q = \mu_0 b h \sqrt{2gh} = 0{,}378 \times 20 \times 0{,}40 \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}40} = \text{m}^3\ 8{,}5 \sim$$

Detta portata è superiore a quella di m³ 6, perciò la soglia della traversa dovrà elevarsi sul pelo naturale dell'acqua, e lo stramazzo sarà *libero*.

L'area di sezione bagnata a monte della traversa, trascurando l'inclinazione delle sponde, sarà all'incirca:

$$B \times H = \text{m. } 15 \times 1{,}2 = \text{m}^2\ 18.$$

Dividendo la portata del corso d'acqua dopo la derivazione per la sezione bagnata $B \times H$, si avrà la velocità media di arrivo dell'acqua, ossia:

$$V = \frac{Q_1 - Q_2}{B \times H} = \frac{6}{18} = \sim \text{m. } 0{,}333/1''.$$

L'altezza di carico corrispondente a tale velocità sarà:

$$K = \left[\frac{Q_1 - Q_2}{B \times H}\right]^2 \Big/ 2g = \frac{\overline{0{,}333^2}}{2 \times 9{,}81} = \text{m. } 0{,}005 \sim$$

che è praticamente trascurabile. Pertanto si potrà applicare la formola

$$Q = \mu_0 b h \sqrt{2gh}$$

da cui si ricaverà il valore h. Avremo:

$$h^3 = \left(\frac{Q}{\mu_0 b \sqrt{2g}}\right)^2 \quad \text{e cioè} \quad h = \left(\frac{Q}{\mu_0 b \sqrt{2g}}\right)^{\frac{2}{3}}.$$

Risulterà perciò:

$$h = \left(\frac{6}{0{,}378 \times 20 \times \sqrt{2 \times 9{,}81}}\right)^{\frac{2}{3}} = \overline{0{,}1791}^{\frac{2}{3}} = \sim 0{,}32.$$

Perciò l'altezza della traversa sarà

$$x = a + R - h = 0{,}80 + 0{,}40 - 0{,}32 = \text{m. } 0{,}88.$$

Esempio 2°. — Determinare l'altezza di una traversa sommersa da costruirsi in un corso d'acqua, fissando in m. 0,75 la sopraelevazione massima di rigurgito in piena.

La portata d'acqua del corso d'acqua in piena è di m^3 280/1″, la larghezza media del corso d'acqua è $b = \text{m. } 30$ e l'altezza dell'acqua a valle della traversa è $a = \text{m. } 3{,}80$.

L'altezza del pelo d'acqua a monte della traversa sarà:

$$H = R + a = \text{m. } 0{,}75 + 3{,}80 = \text{m. } 4{,}55.$$

La velocità media a monte della traversa sarà:

$$V = \frac{Q}{b \times H} = \frac{280}{30 \times 4{,}55} = \text{m. } 2{,}05.$$

Il carico k corrispondente a questa velocità d'arrivo sarà:

$$k = \frac{V^2}{2g} = \frac{\overline{2{,}05^2}}{2 \times 9{,}81} = 0{,}214.$$

Applichiamo la formola che dà la portata dello stramazzo rigurgitato con velocità d'arrivo, ossia (vedi pag. 280):

$$Q = \mu_0 b \sqrt{2g}\,[(R + k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu b h_1 \sqrt{2g\,(R + k)},$$

dove h_1 è l'elevazione del pelo d'acqua a valle sulla soglia della traversa. Supponendo nel caso particolare della traversa $\mu = 0{,}62$ e $\mu_0 = 0{,}57$, sostituendo nella equazione precedente avremo:

$$280 = 0{,}57 \times 30 \sqrt{2 \times 9{,}81}\,[(0{,}75 + 0{,}214)^{3/2} - 0{,}214^{3/2}] + 0{,}62 \times 30 \times h_1 \sqrt{2 \times 9{,}81\,(0{,}75 + 0{,}214)}.$$

Risolvendo rispetto ad h_1, avremo: $h_1 = \sim$ m. 2,67.
L'altezza x della traversa risulterà:

$$x = a - h_1 = 3{,}80 - 2{,}67 = \text{m. } 1{,}13.$$

Esempio 3°. — Una traversa sommersa è alta m. 2,10 e deve erigersi in un corso d'acqua avente una larghezza di m. 50, un'altezza di piena di m. 5, una portata massima di m.³ 800/1″.
Si determini la massima altezza di rigurgito che potrà produrre la suddetta traversa sommersa. Si adottino i seguenti coefficienti $\mu_0 = 0{,}45$ e $\mu = 0{,}67$.

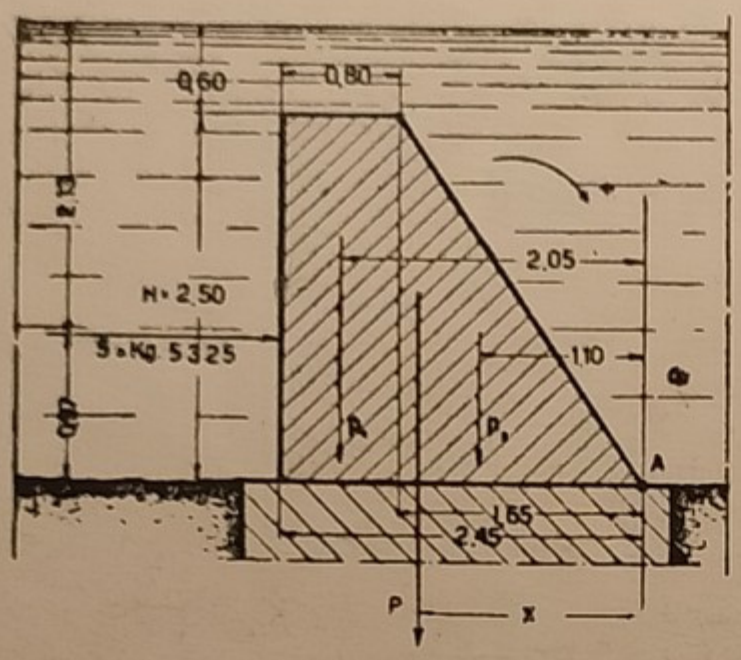


Fig. 221.

Il problema lo risolveremo procedendo per tentativi.
Supponiamo un'altezza di rigurgito di m. 2. Avremo allora: dislivello fra il pelo d'acqua a valle e la soglia superiore della traversa:

$$h_1 = a - x = \text{m. } 5 - 2{,}10 = \text{m. } 2{,}90;$$

altezza pelo d'acqua a monte della traversa:

$$H = R + a = \text{m. } 2 + 5 = \text{m. } 7.$$

La velocità media V a monte della traversa sarà:

$$V = \frac{Q}{b \cdot H} = \frac{800}{50 \times 7} = \text{m. } 2{,}29 \sim .$$

Il carico k corrispondente a detta velocità media sarà:

$$k = \frac{V^2}{2g} = \frac{\overline{2{,}29^2}}{2 \times 9{,}81} = \sim 0{,}27 .$$

Applicando la formola che dà la portata dello stramazzo rigurgitato, avremo:

$$Q = \mu_0 b \sqrt{2g}\,[(R+k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu b h_1 \sqrt{2g\,(R+k)} =$$

$$= 0{,}45 \times 50 \sqrt{19{,}62}\,[(2+0{,}27)^{3/2} - 0{,}27^{3/2}] + 0{,}67 \times 50 \times 2{,}90 \sqrt{19{,}62\,(2+0{,}27)} = \sim \text{m}^3\ 965.$$

Ponendo invece $R = 1{,}50$, si ricava $Q = \sim$ m³ 804.
Perciò possiamo concludere che l'altezza prefissata di rigurgito in m. 1,50 va bene.

Esempio 4°. — Una traversa in muratura di pietrame e calce idraulica ha la sezione trasversale rappresentata in fig. 221. Verificare la sua stabilità.
Consideriamo un metro di fuga di traversa e determiniamo la posizione della verticale baricentrica del peso proprio rispetto, per esempio, allo spigolo esterno di base di traccia A. All'uopo, decomponiamo la sezione nelle due figure elementari rettangolo e triangolo rettangolo. Avremo:

peso del parallelepipedo rettangolo : . . . $p_1 = (0{,}80 \times 2{,}50 \times 1) \times 2200 =$ kg. 4400

peso del prisma triangolare . . . . . $p_2 = \left(\frac{1{,}65 \times 2{,}50}{2} \times 1\right) \times 2200 =$ kg. 4537

Peso proprio di un metro di traversa $P =$ kg. 8937

Si è assunto come peso dell'unità di volume della muratura di pietrame e calce idraulica kg. $\frac{2200}{\text{m}^3}$ (vedi vol. I, pag. 266).

Poichè la forza P rappresenta la risultante delle forze p_1, p_2, potremo applicare a questo sistema di tre forze complanari il Teor. di Warignon, assumendo come centro dei momenti il punto A. Avremo pertanto:

$$p_1 \times 2{,}05 + p_2 \times 1{,}10 = P \times x,$$

cioè:

$$x = \frac{4400 \times 2{,}05 + 4537 \times 1{,}10}{8937} = \sim \text{ m. } 1{,}57.$$

Il centro di pressione o punto di applicazione della pressione idrostatica (vedi pag. 273) si troverà ad una profondità z dal pelo libero, data dalla seguente equazione:

$$z = \frac{2}{3}\frac{(a+c)^3 - c^3}{(a+c)^2 - c^2} = \frac{2}{3}\frac{(2{,}50 + 0{,}60)^3 - \overline{0{,}60^3}}{(2{,}50 + 0{,}60)^2 - \overline{0{,}60^2}} = \text{m. } 2{,}13.$$

La pressione idrostatica S contro la parete a monte della traversa di area $2{,}50 \times 1 = \text{m}^2\ 2{,}50$, sarà data da (vedi pag. 272):

$$S = 1000 \times 2{,}50 \times 2{,}13 = \text{kg. } 5325.$$

Immaginiamo ora di comporre le due forze S e P (vedi fig. 222) e sia Q la loro risultante. Trasportiamo la forza Q lungo la sua linea d'azione sino ad applicarla in O alla base di fondazione. Consideriamo in O le due equilibranti di Q, cioè la S e la P. Poichè le due forze S e P applicate in M e le eguali e contrarie S e P applicate in O costituiscono un sistema di quattro forze complanari in equilibrio, facendo centro dei momenti in A avremo:

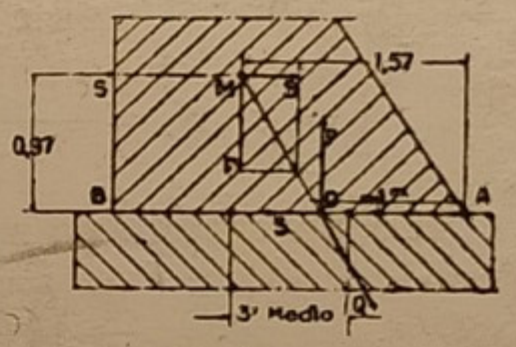


Fig. 222.

$$S \times 0{,}97 - P \times 1{,}57 + P \times \overline{OA} = O$$

ossia:

$$\overline{OA} = \frac{14031 - 5165}{8937} = \sim \text{m. } 0{,}99\ .$$

a) Verifica della stabilità alla rotazione attorno allo spigolo esterno di base di traccia A.
Si dovrà verificare la seguente condizione:

$$\frac{\text{Momento passivo (dovuto al peso proprio della traversa)}}{\text{Momento attivo (dovuto alla spinta idrostatica } S)} \geqslant 1{,}5 \div 2{,}5.$$

Poichè risulta:

$$\frac{\text{Momento passivo}}{\text{Momento attivo}} = \frac{8937 \times 1{,}57}{5325 \times 0{,}97} = \sim 2{,}70,$$

si conclude che si ha ampia stabilità alla rotazione.

b) Verifica allo scorrimento secondo il piano di fondazione di traccia B — A.
Chiamando con φ l'angolo che la linea d'azione della risultante Q forma con la verticale, sarà:

$$\text{tg}\varphi = \frac{S}{P} = \frac{5325}{8937} = \sim 0{,}60$$

da cui $\varphi = \sim 31°$, che corrisponde praticamente al coefficiente d'attrito della muratura su muratura ($\varphi = 30°$. Vedi pag. 276, vol. I).

Poichè al peso del metro di traversa praticamente si aggiunge il peso d'acqua sovrastante la soglia, si avrà realmente un valore di φ minore dell'angolo di attrito di 30°.

c) *Verifica alla presso-flessione secondo il piano di fondazione di traccia B — A.*

Poichè l'eccentricità d, ossia la distanza del centro di sollecitazione O dal baricentro della base di fondazione di traccia $B\,A$ risulta di:

$$d = \frac{\overline{BA}}{2} - \overline{OA} = \frac{2{,}45}{2} - 0{,}99 = \text{m. } 0{,}235\,,$$

mentre la metà del terzo medio di base, ossia $\frac{h}{6}$, vale:

$$\frac{h}{6} = \frac{\overline{BA}}{6} = \text{m. } 0{,}408 \sim\,,$$

si conclude che il centro di sollecitazione O cade entro il terzo medio del piano di base della fondazione, per cui non si verificano sforzi di tensione nella muratura. Calcoliamo ora lo sforzo unitario massimo di presso-flessione:

$$S_1 = \frac{P}{bh}\left(1 + \frac{6d}{h}\right) = \frac{8937}{100 \times 245}\left(1 + \frac{6 \times 23{,}5}{245}\right) = \sim \text{kg. } 0{,}57/\text{cm}^2\,.$$

Lo sforzo unitario minimo invece è:

$$S_2 = \frac{P}{bh}\left(1 - \frac{6d}{h}\right) = \frac{8937}{100 \times 245}\left(1 - \frac{6 \times 23{,}5}{245}\right) = \sim \text{kg. } 0{,}15/\text{cm.}^2\,.$$

Il carico max. S_1 = kg. 0,57/cm², essendo assai piccolo rispetto al carico di sicurezza della muratura di pietrame e malta idraulica che è di kg. 4/cm², si conclude che si ha un'ottima stabilità alla presso-flessione.

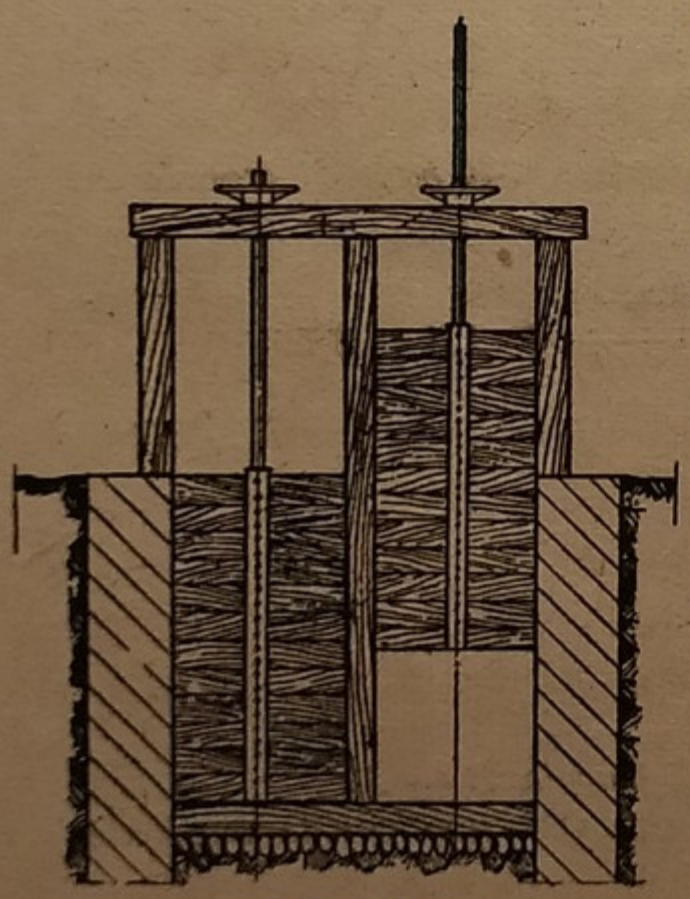


Fig. 221.

Derivatore. — Il *derivatore* ha l'ufficio di regolare, e, occorrendo, d'interrompere l'immissione dell'acqua nel canale derivato. Pertanto esso si costruisce all'inizio del canale regolato.

Per piccole derivazioni la *presa* del canale può essere *libera*, cioè priva di qualsiasi opera muraria, o, tutt'al più, si può munire l'incile del canale regolato di una o più luci munite di *paratoie* (vedi fig. 221) per regolare nel modo migliore l'entrata dell'acqua nel canale. Le paratoie si manovrano a mezzo di leva o con una vite, stando su un piccolo ponte gettato fra le due spallette in muratura dell'incile.

Il derivatore presenta la soglia sopraelevata di almeno cm. 50 sul fondo del fiume, affinchè le acque che entrano nel canale non corrodano il fondo di questo e non vi trasportino materiali ingombranti, quali ghiaie, sabbie, ecc. Per prese di media importanza la suddivisione della larghezza dell'incile in tante

luci può ottenersi con pile in calcestruzzo o in pietra naturale, munite di scanalature o *gargami* per lo scorrimento delle paratoie. Ciascuna luce non deve risultare maggiore di m. 1,60 ÷ 2, altrimenti la manovra a mano delle paratoie risulterà difficoltosa. Occorrendo una maggiore altezza di luci in presenza di un livello più elevato delle acque di piena del corso naturale, al disopra delle pile (vedi fig. 222) s'innalzeranno dei pilastri che in sommità saranno rilegati da un architrave. Ai pilastri si assegnerà una sufficiente altezza in maniera da inquadrare altrettanti vani corrispondenti al piano delle paratoie alzate. Si dovrà costruire il derivatore sufficientemente robusto, tenendo presente l'avvertenza di limitare la larghezza delle luci e di non aumentare eccessivamente la grossezza delle pile. Perciò le pile dovranno presentare una sezione stretta ed allungata e saranno sempre munite di scanalatura per le paratoie. Il piano delle paratoie alzate è chiuso verso il corso d'acqua naturale da soletta o da voltine cilindriche a generatrici verticali impostate tra i successivi pilastri, affinchè durante le piene, con le paratoie abbassate, l'acqua non possa passare sopra le paratoie stesse. Il piano di manovra dovrà risultare al disopra del livello della massima piena, e, nelle opere di derivazione di una certa importanza, esso sarà protetto da apposita tettoia o da porticato.

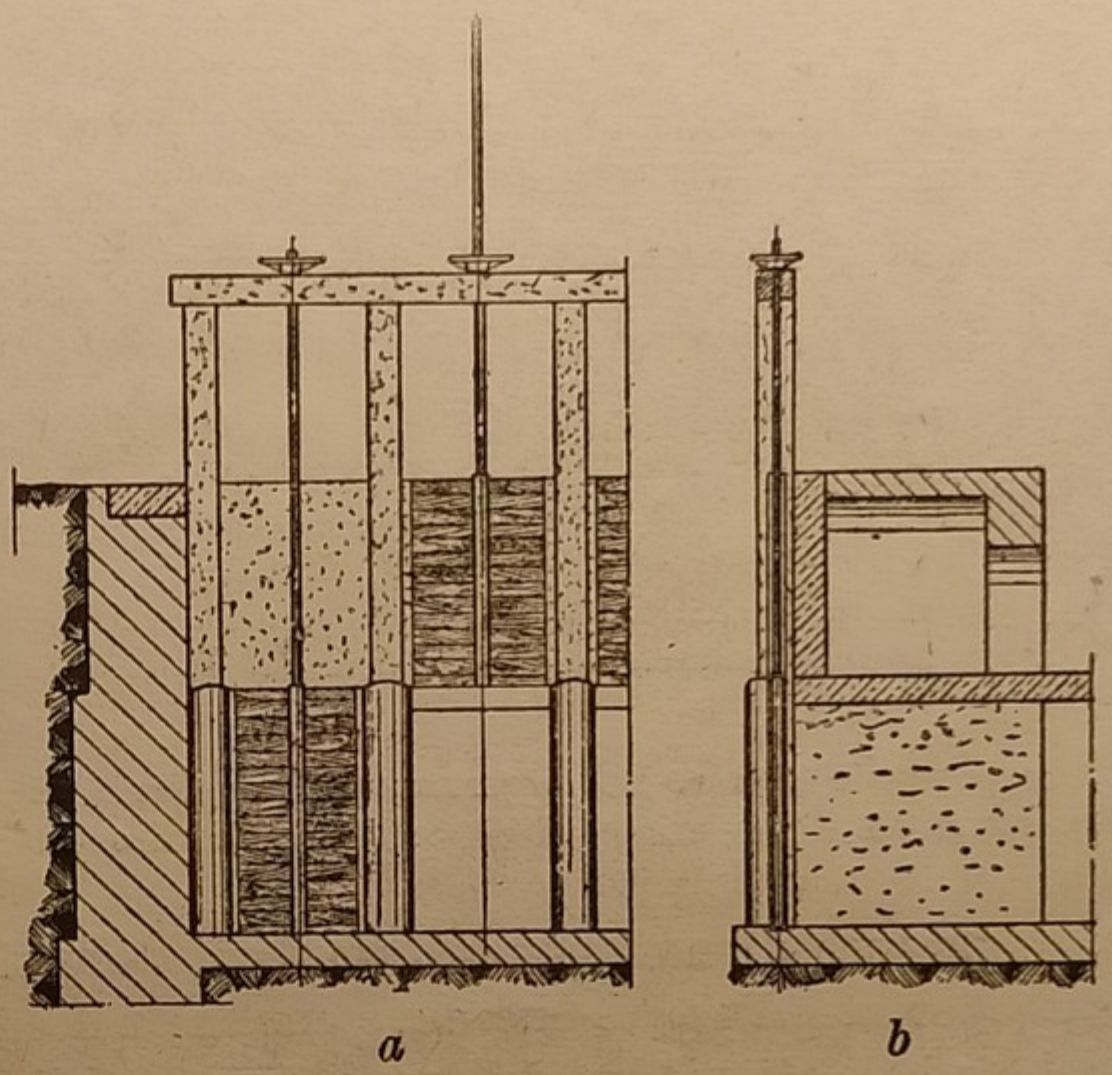


Fig. 222.
a, porzione di prospetto di paratoie con luci alte; *b*, sezione trasversale.

Per derivazioni di grande importanza sulle pile e sulle volte gettate fra le pile stesse e superiormente estradossate si ha un *edificio a due piani*: il piano inferiore, che trovasi a livello del piano delle paratoie alzate, viene adibito a *magazzino* per gli ordigni necessari alla custodia del canale; mentre il piano superiore serve come *abitazione* del custode e per la manovra delle paratoie.

Esempi. — L'edificio di presa del *Canale Villoresi* d'irrigazione sorge su una platea in calcestruzzo estesa a tutta la superficie occupata.

La presa generale ha luogo dal *Ticino* con 15 coppie di luci regolate da paratoie (vedi fig. 223) con ponte di manovra superiore e laterale di sostegno.

La presa del grande *Canale Cavour* d'irrigazione sorge pure su una platea in calcestruzzo estesa a tutta la superficie occupata. La presa principale ha luogo dal *Po*, presso Chivasso, con 21 luci regolate da paratoie. Le pile sono in muratura e comprendono un intervallo corrispondente a due paratoie separate da un ritto in pietra. Sopra le pile sono impostate le voltine e sopra l'estradosso di queste vi è la galleria il cui piano corrisponde a quello delle paratoie alzate. Il piano delle paratoie alzate è chiuso verso il canale moderatore da lastroni verticali in pietra e da susseguenti voltine in muratura a generatrici verticali impostate fra i successivi pilastri. Le testate dell'edificio di presa presentano due casotti, dei quali uno serve come abitazione e comprende una camera per gli strumenti registratori; l'altro serve come magazzino per gli attrezzi. In quest'ultimo esiste la scala che permette di accedere al piano di manovra delle paratoie alzate. La copertura della galleria di manovra è formata da una serie d'incavallature ed il materiale di coperta è costituito da lastroni in pietra.

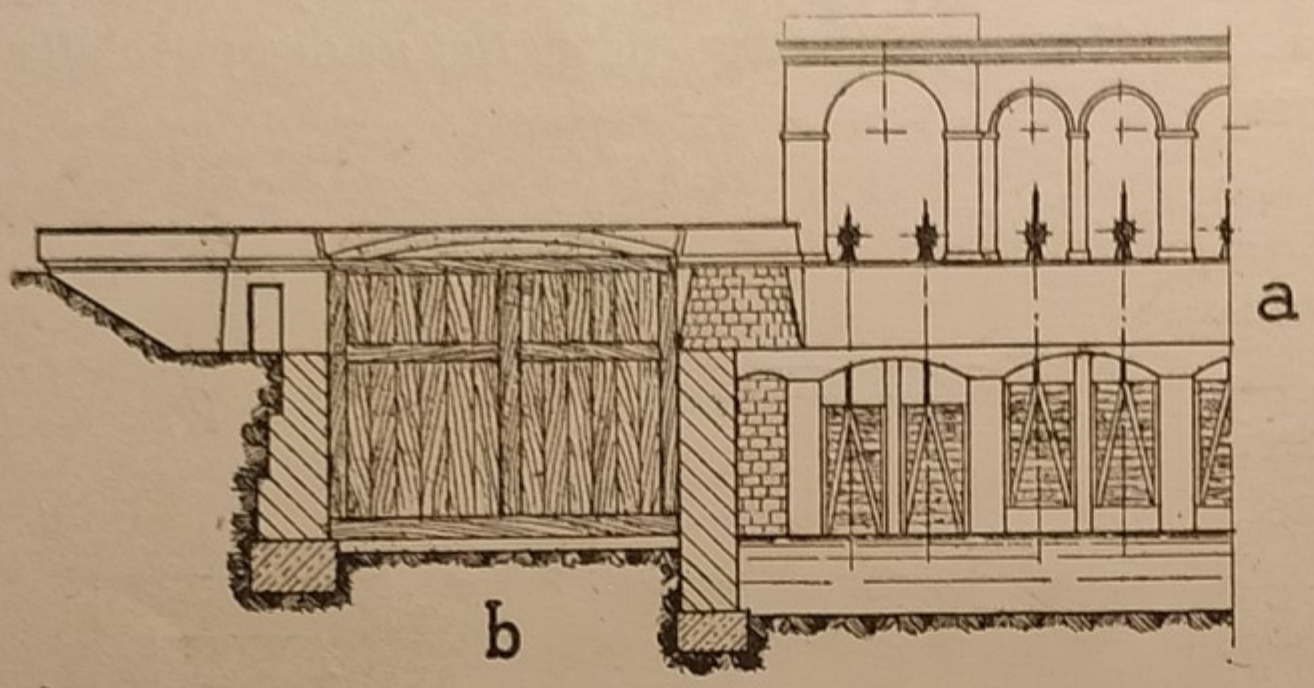


Fig. 223. — Edificio di presa del *Canale Villoresi*: *a*, porzione di prospetto delle paratoie con ponte di manovra; *b*, ponte laterale di sostegno.

La luce d'immissione di un derivatore si determina in base ad una prefissata portata d'acqua che deve entrare nel canale a paratoie del tutto alzate e nel periodo di magra del corso d'acqua alimentatore. La luce sotto ciascuna paratoia sarà a *battente* se il pelo d'acqua a monte raggiunge il margine inferiore della paratoia alzata; sarà invece a *stramazzo* se l'acqua passa liberamente sotto il margine inferiore della paratoia alzata. Inoltre, a seconda del livello dell'acqua a valle rispetto al livello a monte, il battente o lo stramazzo sarà *libero*, *parzialmente* o *totalmente rigurgitato*. Dividendo la portata del derivatore pel numero delle luci si otterrà la portata di ciascuna luce. Pertanto, fissata praticamente una delle due dimensioni della luce, potremo determinare l'altra dimensione utilizzando la formula che esprime la portata della bocca corrispondente (vedi pag. 280).

In generale si tenga presente che l'acqua passante attraverso l'edificio di presa subisce un *restringimento* di sezione e quindi a monte si creerà una sopraelevazione del pelo d'acqua. Per tale motivo il calcolo delle luci si può fare ricorrendo alle formule degli stramazzi rigurgitati, assumendo per il coefficiente μ il valore 0,61.

A regolare l'altezza dell'acqua nel canale derivato può servire un *idrometro* situato poco a valle dell'edificio di presa ed un *apparecchio* di *segnalazione* con galleggiante che, a mezzo di fili, comunichi con la camera degli strumenti registratori.

Paratoie. — Per piccole luci e cioè di m. 2 ÷ 3, al massimo, ed altezze di m. 1 ÷ 1,50, le paratoie sono generalmente formate in legno forte, utilizzando di preferenza la *quercia* o il *larice*, in tavoloni spessi cm. 7 ÷ 8 e larghi cm. 20 ÷ ÷ 25, disposti orizzontalmente e collegati di costa a scanalatura e linguetta (vedi fig. 224 *a*, *b*, *c*). La stabilità dell'insieme è assicurata da costoloni in legno fissati ai margini della paratoia, oppure da ferri profilati. Una robusta lamiera in ferro riveste tutto il contorno della paratoia.

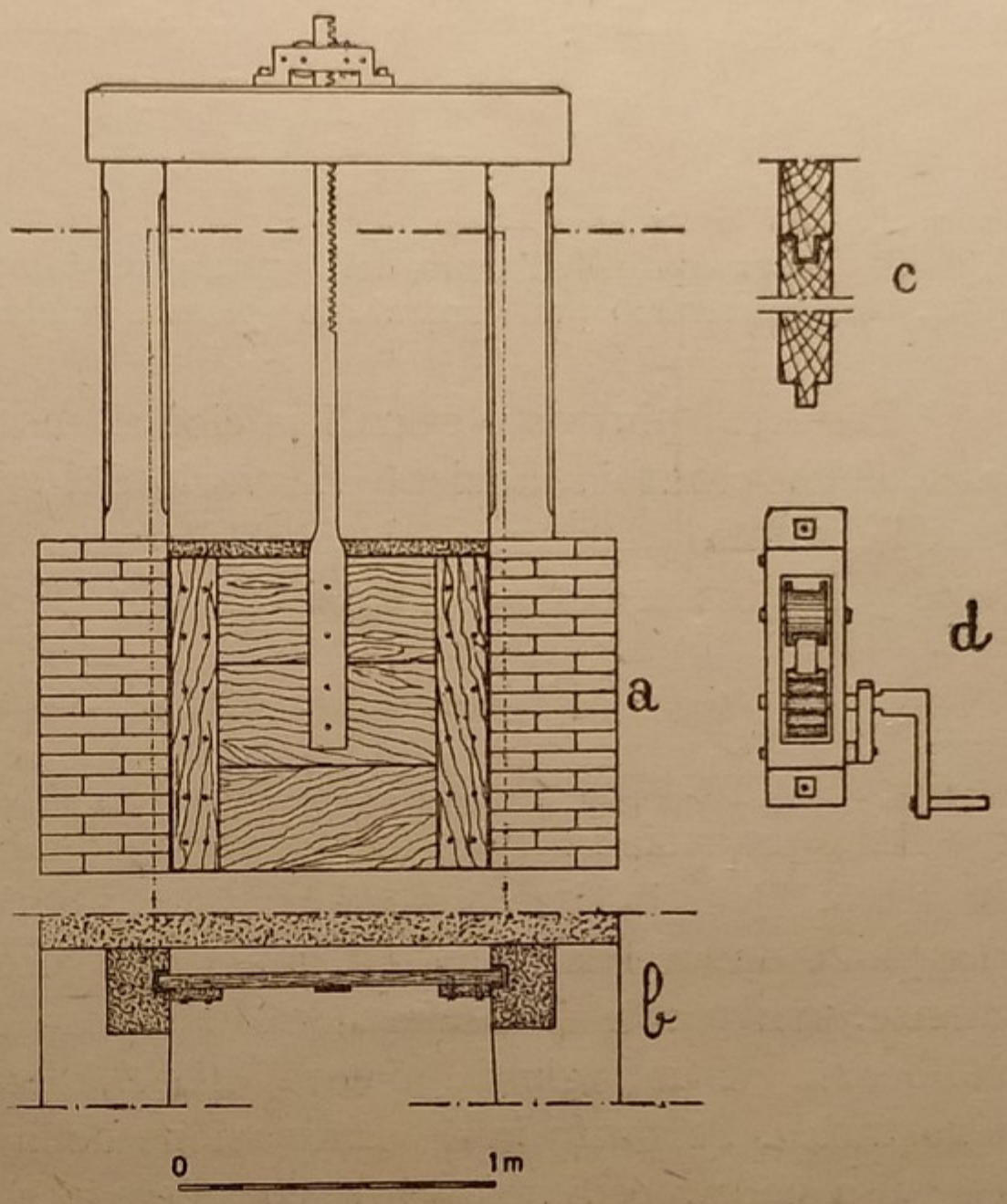


Fig. 224. — *Progetto di paratoia*: *a*, prospetto di una paratoia in legno; *b*, sezione orizzontale; *c*, collegamento dei tavoloni a scanalatura e linguetta; *d*, meccanismo pel sollevamento della paratoia, costituito di rocchetto dentato (che ingrana l'asta a cremagliera) mosso da manovella, e perno di arresto. Il rocchetto superiore serve di guida all'asta della cremagliera.

Se la paratoia non ha una grande altezza le si assegnerà uno spessore costante. Questo spessore si dedurrà facendo il calcolo di resistenza pel tavolone inferiore, che è quello più cimentato dalla spinta dell'acqua, considerandolo come una trave appoggiata agli estremi e caricata uniformemente, a metro lineare di paratoia, dal peso $Q = \gamma \,.\, S \,.\, h$, dove γ è il peso di 1 m³ d'acqua (per i canali si assume $\gamma =$ Kg. 1000/m³), S è la superficie premuta del tavolone lungo m. 1 ed h la profondità del baricentro del tavolone stesso dal pelo dell'acqua a monte della paratoia (vedi fig. 225). Si considererà il caso più sfavorevole che non vi sia acqua nel canale a valle per cui la paratoia si troverà soggetta alla sola spinta dell'acqua a monte.

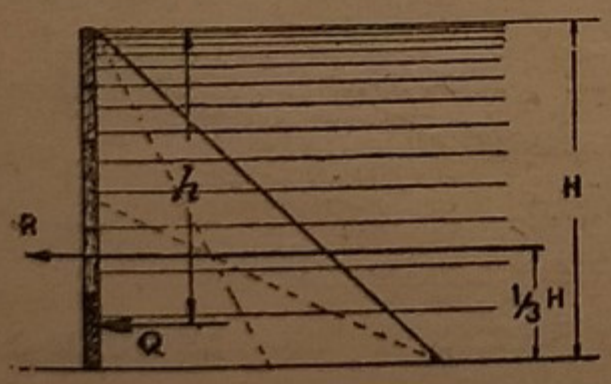


Fig. 225.

Esempio. — Vogliasi calcolare lo spessore di una paratoia formata di tavoloni di quercia alti ciascuno m. 0,25, supponendo la paratoia larga m. 1,10, alta m. 1 e che la profondità del baricentro del tavolone inferiore dal pelo d'acqua a monte sia $h =$ m. 0,75.

La pressione Q (data l'altezza piccola del tavolone) contro il tavolone inferiore si può considerare come uniformemente ripartita sul tavolone stesso: essa vale:

$$Q = \gamma \cdot S \cdot h \times 1{,}10 = (1000 \times 0{,}25 \times 1 \times 0{,}75) \times 1{,}10 = \sim \text{Kg. } 206.$$

Il tavolone inferiore sarà soggetto ad un momento flettente massimo $\frac{Q\,l}{8} = \frac{206 \times 110}{8} =$ $= \sim$ Kgcm. 2833.

Indicando con x lo spessore del tavolone e prefissando il carico di sicurezza del legname in Kg. 60/cm², dall'equazione di stabilità alla flessione semplice $\frac{I}{z} > \frac{M}{K}$, ricaveremo:

$$\frac{I}{z} = \frac{1}{6}\ 25\ x^2 > \frac{2833}{60};$$

e risolvendo si avrà: $x =$ cm. 3,4 $\sim$.

Per tener conto dell'usura del legname col tempo, per effetto delle manovre della paratoia, ecc., porteremo praticamente lo spessore calcolato a *cm. 5.*

Per luci l piuttosto grandi, e cioè al massimo di m. $4 \div 5$, lo spessore s, in cm., della paratoia, anzichè ricavarlo dal calcolo diretto, come abbiamo visto con l'esempio precedente, si potrà desumere dalla seguente formula che è valevole per spessori compresi fra i cm. $5 \div 30$:

$$s = (3{,}5 \div 3{,}1)\ l\sqrt{H}\ \text{(in centimetri)},$$

dove H rappresenta il carico idrostatico, in metri, sulla soglia della paratoia.

Alle paratoie in legno di una certa grandezza talvolta si sostituiscono quelle in ferro. Quest'ultime sono formate da un'ossatura di travetti orizzontali a doppio T oppure ad ⊏ aventi la stessa sezione, ai quali è fissata, dalla parte a monte, una parete di lamiera dello spessore di mm. $6 \div 9$. I travetti dovranno collocarsi ad una giusta altezza affinchè essi sopportino la medesima spinta idrostatica. Pertanto la determinazione della giusta posizione dei travetti verrà eseguita col procedimento grafico spiegato a pag. 272.

La tenuta laterale della paratoia, nel caso che sia nullo il battente d'acqua a valle, è assicurata dall'aderenza della paratoia stessa contro le pareti dei gargami e per effetto della spinta dell'acqua a monte. Se la paratoia trovasi sotto battente occorreranno dei listelli di ferro piallato fissati lungo i bordi laterali della paratoia ed anche superiormente ad essa. In ogni caso il bordo inferiore della paratoia si munirà di una trave in legno che appoggerà sopra un ferro a ⊔ annegato nel calcestruzzo della soglia.

La manovra di sollevamento e di abbassamento delle piccole paratoie generalmente si opera con *aste a vite*, o meglio con *aste a cremagliera* (vedi fig. 224 *d*) collegate con cerniere alle travi di rinforzo della paratoia. Il sollevamento delle paratoie pesanti si opererà con speciali meccanismi ad ingranaggio.

L'asta di manovra è verticale: essa è applicata al mezzo della paratoia e passa con la sua estremità libera superiore attraverso un foro praticato nell'architrave. L'asta a cremagliera può essere mossa a mano o da motore a mezzo di un comune meccanismo a vite senza fine e ruote dentate.

Lo sforzo massimo P, in tonnellate, occorrente per sollevare una paratoia piana del peso di Q tonnellate, sottoposta ad una spinta idrostatica S (in tonnellate) a monte, è espresso dalla seguente formula: $P = \alpha\,(Q + fS)$, essendo α un coefficiente che varia da $1{,}2 \div 1{,}5$ a seconda le condizioni di manutenzione e di esercizio della paratoia ed f è il coefficiente d'attrito fra la paratoia ed i gargami (per le comuni paratoie a strisciamento si assume $f = 0{,}50 \div 0{,}65$). Il suddetto coefficiente d'attrito f tiene anche conto delle resistente accidentali che possono nascere durante il moto della paratoia.

Si dovrà curare di ancorare bene le travi di sostegno del meccanismo di sollevamento alla struttura muraria, affinchè durante il movimento di discesa della paratoia sia assicurata la resistenza allo strappamento.

Esempio. — Le paratoie dell'edificio di presa del grande Canale d'irrigazione *Cavour* sono in quercia e comprendono due ordini, cioè l'ordine delle paratoie a valle e quello delle paratoie a monte, posti alla distanza di m. 4,50. Le paratoie sono larghe m. 1,50, alte m. 2,40 e spesse cm. 6. Sono rinforzate da bande in ferro inchiavardate, disposte secondo le diagonali e il perimetro del rettangolo della paratoia.

In caso di piene impetuose si abbassano le paratoie verso il canale, anzichè quelle verso il fiume Po che sono più premute dal battente di piena.

La manovra di queste paratoie è basata sulla leva: dal mezzo di ogni paratoia parte l'asta verticale in ferro di manovra, che passa attraverso ad un foro corrispondente praticato nell'architrave. L'asta di manovra è connessa con chiavarda alla lamiera della paratoia, e nella parte superiore presenta una serie di fori circolari entro i quali s'introduce l'estremità di una leva che si manovra facendo appoggio su apposito cuscinetto posto sull'architrave. Portata con la leva la paratoia all'altezza voluta, essa viene trattenuta da un cilindretto di ferro introdotto nel foro.

Scaricatore. — Lo scaricatore dà sfogo alle acque esuberanti penetrate nel canale e facilita lo smaltimento delle materie depositate dalle acque.

Esso si costruisce a fianco del derivatore ed è seguito da un breve canale di scarico (vedi fig. 199). È formato come un derivatore e cioè comprende una o più luci rettangolari munite di paratoie, ponte di manovra, ecc., ma con dimensioni alquanto minori. Mentre la soglia del derivatore si costruisce più alta del fondo dell'alveo del fiume o del canale moderatore, la soglia dello scaricatore dovrà trovarsi ad un livello più basso del fondo stesso. Il fondo del canale moderatore, nei pressi del derivatore e dello scaricatore, dovrà sistemarsi in maniera che risulti più alto verso l'incile del derivatore.

Nei corsi d'acqua soggetti a piene improvvise le luci dello scaricatore si debbono aprire rapidamente, per cui giova munirle di paratoie oscillanti ad assi orizzontali, o di porte mobili con chiusure ad aghi.

La luce di uno scaricatore si determina sottraendo dalla portata di piena del fiume (dalla quale è già stata tolta la quantità d'acqua che deve entrare nel canale derivato) la portata dello stramazzo sopra la diga, che viene valutata

in base alla massima altezza di rigurgito prodotta dalla diga in tempo di piena senza causare danni nel tratto di bacino a monte. La portata residua sarà quella che dovrà passare attraverso le luci completamente aperte dello scaricatore. Come sappiamo, anche le dighe che si costruiscono attraverso i torrenti, che trasportano ghiaie e ciottoli, presentano degli scaricatori. La luce di questi si determina supponendo chiuso il derivatore del canale durante la piena del fiume e che la luce debba dar luogo al passaggio di una determinata parte della portata totale di piena del fiume, riducendo la parte del volume d'acqua che stramazza sulla diga ad un valore prefissato e vincolato, com'è stato detto sopra, dalla condizione che l'altezza del rigurgito non sorpassi un dato limite.

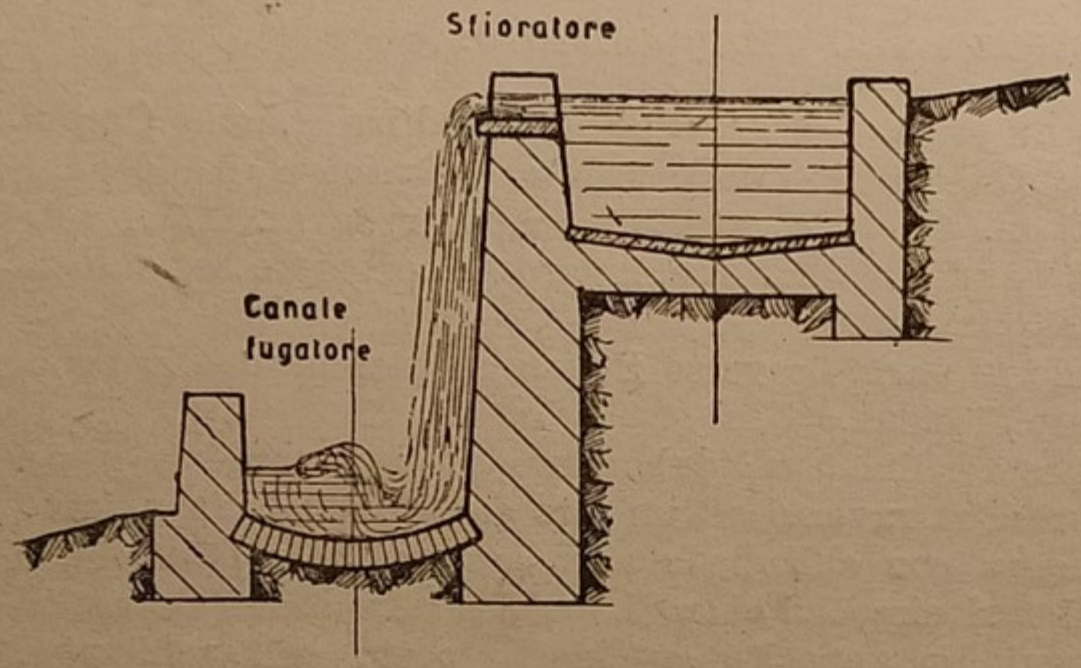


Fig. 226.

Sfioratore. — Lo sfioratore (vedi fig. 226) consiste in una soglia di prestabilita altezza, posta lateralmente al canale per mantenere in questo costante il livello dell'acqua, indipendentemente da qualsiasi manovra di paratoie del derivatore e dello scaricatore. Esso si costruisce nelle vicinanze dello scaricatore per smaltire prontamente le acque nello stesso canale di scarico. In generale si assegna allo sfioratore la maggiore lunghezza possibile per smaltire più facilmente l'eccesso d'acqua che può entrare nel canale. Il carico d'acqua sulla soglia può ritenersi costante per tutta la lunghezza dello sfioratore, se questa è piccola e se la velocità dell'acqua nel canale è pure piccola; mentre sarà variabile nei diversi punti della soglia, se tanto la lunghezza di questa quanto la velocità dell'acqua saranno piuttosto grandi. Variando il carico sulla soglia, varia pure il coefficiente d'efflusso, per cui la determinazione teorica della portata di uno sfioratore diventa assai complessa. Praticamente si assegna allo sfioratore un'altezza ed una lunghezza tale da poter smaltire, per stramazzo, le acque eccedenti il bisogno. Quando ciò non possa realizzarsi, a motivo della configurazione del luogo, si potrà praticare nella sponda di separazione dei due corsi d'acqua un'apertura della lunghezza di m. $50 \div 80$, a seconda l'importanza della derivazione, oppure si calcolerà direttamente l'apertura stessa considerandola, in via di approssimazione, come uno stramazzo.

Trattandosi di un canale d'irrigazione a pendenza piuttosto grande, dal solo incile non sarà possibile regolare il livello d'acqua lungo tutto il percorso

del canale, specialmente quando gli utenti non erogano acqua nei vari punt del canale stesso. In tal caso si dovranno costruire gli sfioratori in determinate parti del canale. Il tratto di sponda corrispondente ad ogni stramazzo dovrà presentare un robusto rivestimento murario. Pure il fondo del canale fugatore, che riceve le acque stramazzanti, dovrà rivestirsi di muratura. Se il canale fugatore presenta forte pendenza il suo fondo dovrà sistemarsi a gradoni.

Ponti-canali. — I ponti-canali servono a portare il canale pensile attraverso forti depressioni del terreno. A seconda il volume d'acqua che si deve trasportare il ponte-canale può costruirsi in legno, in ferro, in muratura ordinaria ed in cemento armato. Le norme costruttive sono identiche a quelle già indicate per i ponti stradali e per i viadotti, per quanto riguarda le arcate, i rinfianchi, le spalle e le pile; soltanto nei ponti-canali in luogo del riempimento di materiale asciutto, al disopra dell'arcata si fa una gettata di calcestruzzo magro. Si può economizzare il calcestruzzo riducendo il suo spessore a soli $10 \div 15$ cm. e disponendo sotto questo un riempimento di ghiaia. Oltre la cappa cementizia, che, come sappiamo, riveste l'arcata e i suoi rinfianchi, se ne costruirà un'altra sopra il riempimento di calcestruzzo e che risulterà inclinata secondo la pendenza del canale. Sopra quest'ultima cappa si costruirà il pavimento del canale, in pietra naturale o con un accoltellato di mattoni.

I ponti-canali in legno convengono quando si debbono trasportare piccole portate d'acqua. Risultano formati da un'ossatura di due o più travi maestre parallele, di essenza forte, che possono essere semplici o rinforzate da sottotravi e saettoni. Queste travi sostengono un canale in legno della sezione rettangolare, formato con tavoloni di fondo e verticali di sponda, dello spessore di cm. $5 \div 8$, uniti fra di loro a scanalatura e linguetta. Il fondo può risultare formato con doppio strato di tavoloni a giunti sfalsati per evitare possibili trapelamenti. Il canale in legno è fissato alle travi ed è irrobustito da traversi orizzontali superiori ed inferiori e da corrispondenti ritti verticali. Le travi portanti possono poggiare su spalle pure in legno o, più frequentemente, in muratura ordinaria.

Utilizzando le travi in ferro queste possono essere, a seconda i casi, semplici o composte a doppio T e ad anima piena. Generalmente si utilizzano due travi parallele di sponda che s'irrobustiscono con montanti verticali applicati in corrispondenza dei giunti della lamiera che costituiscono l'anima di ciascuna trave, e da traversi orizzontali collegati all'intradosso delle due travi. Sui traversi s'inchiodano le tavole di fondo del cassone che dovrà contenere l'acqua. Dei tiranti orizzontali, posti superiormente, renderanno più resistente l'insieme del cassone.

Le travi maestre in legno od in ferro, i tavoloni, le lamiere di fondo e le lastre, si calcolano riguardandoli come solidi appoggiati o semi-incastrati agli estremi, caricati dal peso proprio, preventivato praticamente, e dal carico accidentale uniformemente distribuito dovuto alla massima altezza d'acqua contenuta nel cassone, e sollecitati a sforzi di flessione e taglio. La spinta laterale dell'acqua che scorre nel canale con una certa velocità (*spinta idrodinamica*) è, come sappiamo dall'idraulica, minore della *spinta idrostatica*, cioè della spinta prodotta dall'acqua stessa contenuta nel canale, ritenuta stagnante. Perciò le pareti laterali del ponte-canale si calcoleranno in base a questa pressione idrostatica (vedi pag. 273).

Fig. 227.

I ponti-canali in muratura, di grande portata, hanno una costituzione del tutto analoga a quella dei grandi ponti e dei viadotti stradali e soltanto differiscono da questi ultimi nella disposizione dei muri di testa che dev'esser tale da dar luogo ad un condotto di sezione sufficiente al passaggio di un dato volume d'acqua nell'unità di tempo (vedi fig. 227).

I muri di sponda del canale debbono presentare un certo *franco* al disopra del livello dell'acqua e le loro sommità dovranno essere piuttosto larghe affinchè, senza pericolo alcuno, sia consentito il passaggio al personale di servizio. Poichè questi muri di sponda presentano sempre un'altezza piuttosto piccola, cioè al massimo di qualche metro, il loro spessore può determinarsi semplicemente applicando i noti principi di statica.

Esempio. — Supponiamo che il muro di sponda abbia una sezione trapezia rettangolare (vedi fig. 228). La componente orizzontale S_1 dalla spinta S dell'acqua è espressa da:

$$S_1 = \frac{1}{2}\gamma \cdot H^2 ; \qquad (\gamma = 1000 \text{ kg./m}^3)$$

mentre la componente verticale S_2 della spinta stessa è data da:

$$S_2 = \frac{1}{2} H^2 \operatorname{tg}\alpha \cdot \gamma,$$

essendo H l'altezza del pelo d'acqua nel canale. I bracci di S_1 e di S_2 rispetto allo spigolo esterno di base del muro, di traccia M, sono rispettivamente:

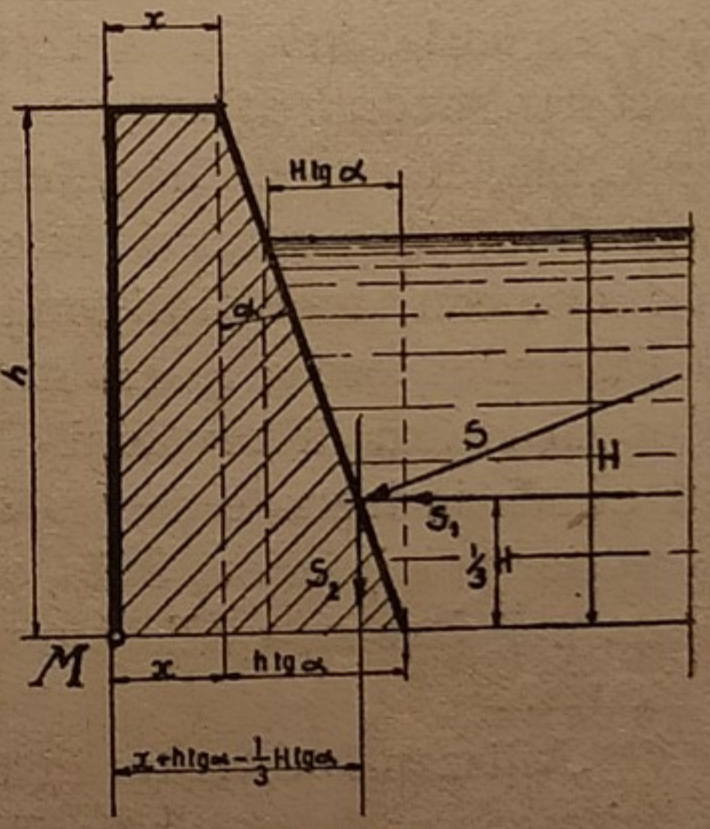


Fig. 228.

$$\frac{1}{3}H; \qquad x + h\operatorname{tg}\alpha - \frac{1}{3}H\operatorname{tg}\alpha.$$

Il momento passivo dovuto al peso di un metro lineare di muro (e sempre rispetto ad M) sarà dato dalla somma dei due momenti dovuti ai pesi del parallelepipedo rettangolo e del prisma triangolare, componenti il volume di un metro di muro, ossia:

$$\frac{h\,x^2}{2} \cdot \Delta + \frac{h^2\,tg\,\alpha}{2} \cdot \Delta \left(x + \frac{1}{3} h \operatorname{tg}\alpha\right),$$

essendo Δ il peso di 1 m^3 di muratura.

Il *momento passivo totale*, cioè quello che si oppone alla rotazione del muro attorno allo spigolo di traccia M, sarà:

$$\frac{h\,x^2}{2}\,\Delta + \frac{h^2\,tg\,\alpha}{2}\,\Delta\,(x + \frac{1}{3}\,h\,\mathrm{tg}\,\alpha) + S_2\,(x + h\,\mathrm{tg}\,\alpha - \frac{1}{3}\,H\,\mathrm{tg}\,\alpha).$$

Il *momento attivo*, cioè quello dovuto alla spinta S_1, sarà:

$$S_1 \cdot \frac{1}{3}\,H.$$

Fissando un coefficiente di stabilità alla rotazione eguale a 2, l'equazione seguente ci permetterà di ricavare l'incognita x, cioè lo spessore del muro in sommità:

$$\frac{\text{Momento passivo}}{\text{Momento attivo}} = 2.$$

Nel caso che la sezione verticale del muro di ritenuta del canale sia un rettangolo, si potrà fissare lo spessore del muro eguale a $(0{,}50 \div 0{,}70)\ h$.

Se il ponte-canale deve offrire un passaggio ai pedoni si dovranno costruire anche i marciapiedi (uno o due) sostenuti da mensole in pietra (vedi fig. 229), od in ferro, che opportunamente sagomate verso l'esterno decoreranno il manufatto. Tanto le mensole quanto i marciapiedi dovranno saldamente fissarsi ai muri onde evitare pericoli di rotazione. La banchina può anche essere sorretta da archetti superiormente estradossati.

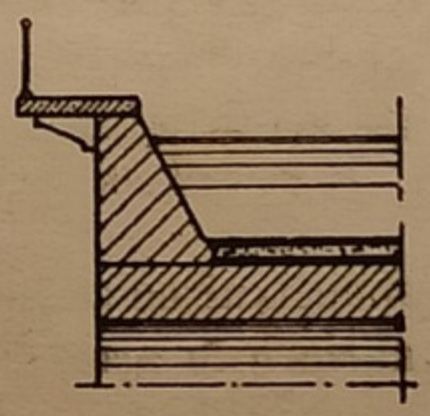


Fig. 229.

Per i canali d'acqua potabile è conveniente ricoprire la sezione, onde garantire l'acqua da possibili inquinamenti. Il rivestimento superiore può pure farsi quando si voglia costruire un passaggio per i pedoni e per i veicoli al disopra del canale: in tal caso il manufatto servirà contemporaneamente da acquedotto e da ponte ordinario.

Esempio. — Come esempio possiamo citare il *ponte-canale sulla Dora Baltea del Canale Cavour* della lunghezza di m. 193, compreso tra il decimo e l'undicesimo chilometro a partire dall'incile del canale stesso. Questo ponte-canale è in muratura ordinaria e comprende nove arcate, avente ciascuna la luce di m. 16 e la freccia di m. 1,60. Lo spessore in chiave delle arcate, dalle due parti verso le fronti che sorreggono i muri di sponda del canale, è di m. 1,39, mentre verso il centro è di m. 0,80. All'imposta di ciascuna arcata i suddetti spessori sono rispettivamente di m. 1,47 e m. 1,15. Sulle arcate vi è un rinfianco in calcestruzzo e sopra questo la pavimentazione formata da un ammattonato con disposizione a spina di pesce e dello spessore di cm. 15. La larghezza del canale al fondo è di m. 20, i muri di sponda sono verticali, alti m. 3,70 e spessi m. 1,75 (spessore che è giustificato dalla formula pratica riportata più sopra; infatti: $\frac{1{,}75}{3{,}70} = \sim 0{,}50$). Le fondazioni delle spalle e delle pile del ponte sono in calcestruzzo su palafitte e zatteroni in legname. Sulla fondazione in calcestruzzo vi è un basamento in pietra da taglio sul quale si erigono le spalle e le pile.

Oggidì per la costruzione dei ponti-canali si ricorre preferibilmente al cemento armato. Con questo materiale si costruiscono di getto due o più robuste nervature longitudinali, poste ad un interasse di m. $1 \div 2$ ed aventi un'altezza eguale a $\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}$ della luce l della trave (vedi fig. 230). Queste nervature sono rilegate da altre nervature trasversali di fondo, equidistanti m. $4 \div 5$. — Fra quest'ultime nervature si ha una soletta orizzontale dello spessore di cm. $15 \div 25$.

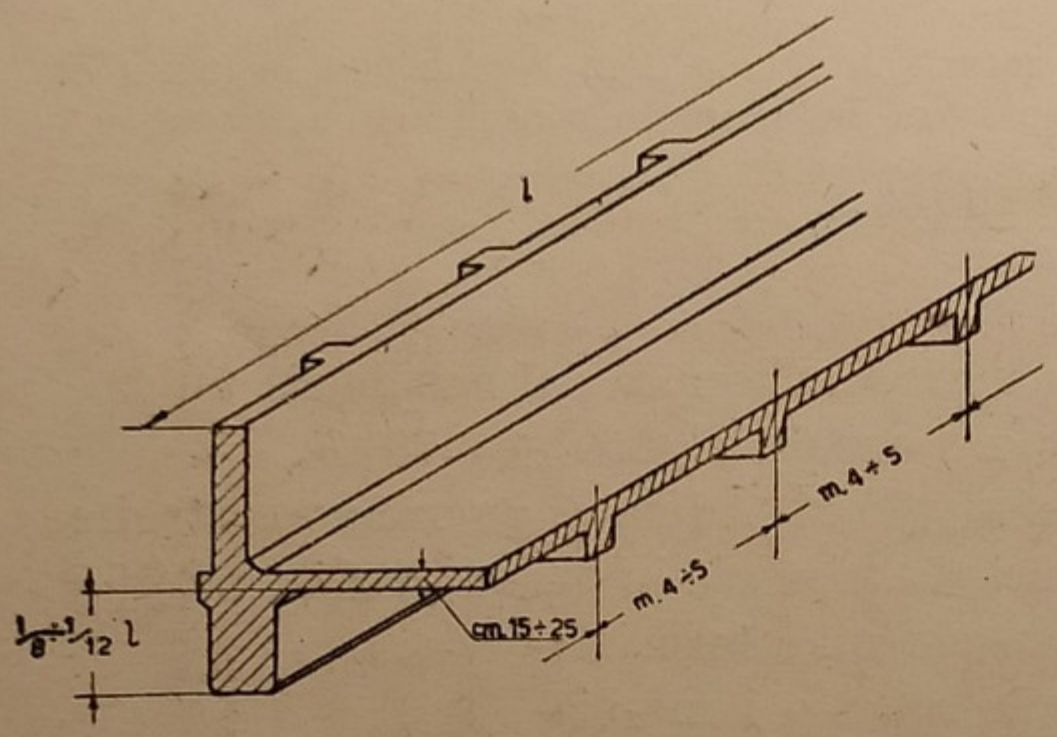


Fig. 230. — Proiezione assonometrica di una parte di *ponte-canale* in cemento armato.

Le spalle sono generalmente in calcestruzzo ed in esso penetrano le barre d'armatura delle nervature longitudinali

Per luci piuttosto grandi sarà conveniente costruire le travi longitudinali a traliccio anzichè piene.

Nei calcoli di stabilità le pareti del canale in cemento armato si possono riguardare come travi portanti.

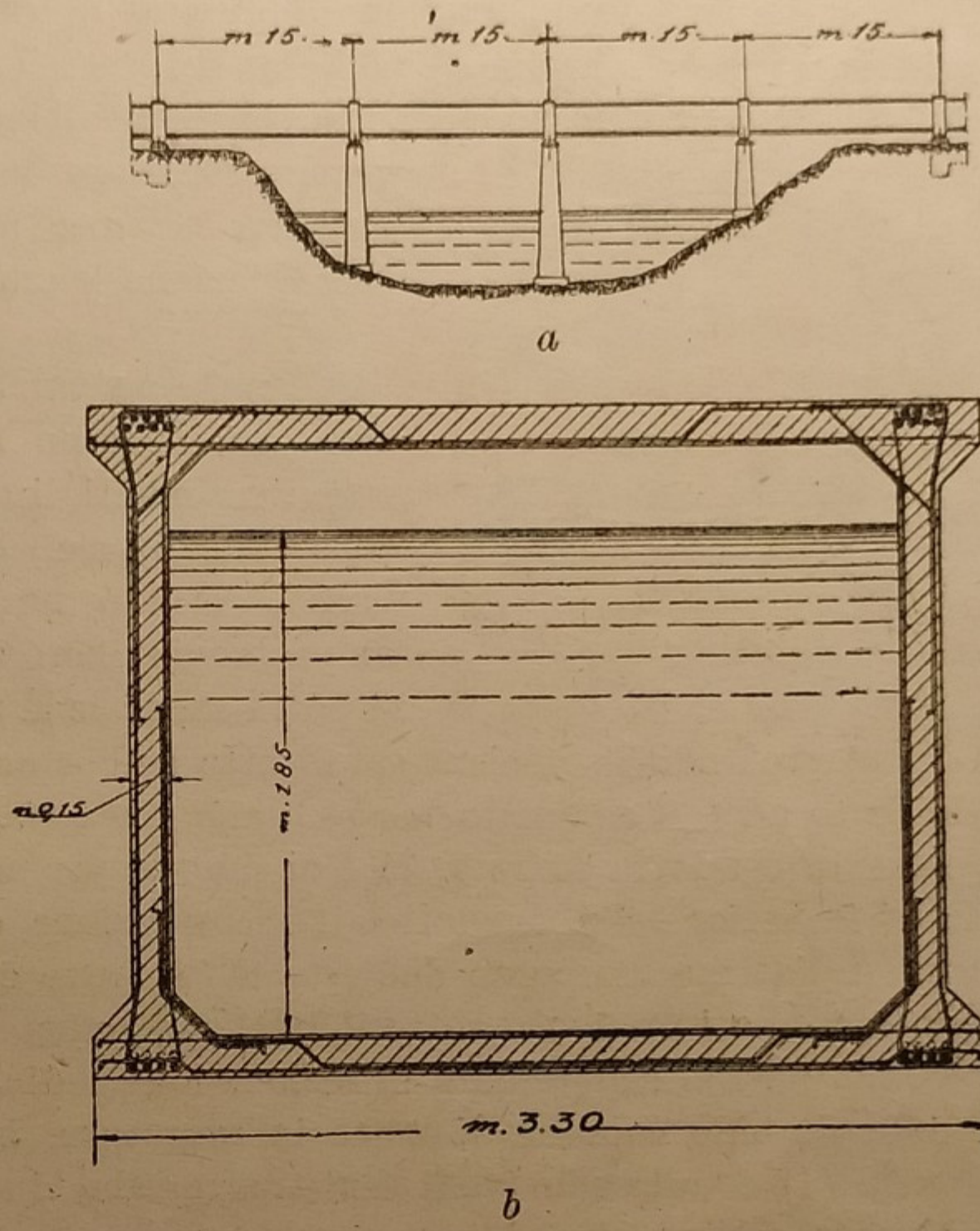
Quando un canale deve scorrere per un lungo tratto col fondo in elevazione sul terreno naturale (ad esempio i *canali industriali*), il ponte-canale si costruisce come un viadotto. Le pile di questo possono essere in muratura ordinaria e le arcate o le travate possono essere in cemento armato. Sull'estradossamento delle arcate si ha la platea di fondo del canale in cemento armato. Le pareti laterali del canale sono formate da nervature verticali e da interposta soletta pure in cemento armato. Più frequentemente si ha una doppia od anche una triplice serie di pilastri in cemento armato sulla sommità dei quali corrono le nervature longitudinali sostenenti quelle secondarie, com'è stato detto più sopra. Oltre la soletta di fondo, talvolta si ha anche la soletta di copertura del canale.

Esempio. — Come esempio di *ponte-canale in cemento armato* riportiamo quello costruito dall'Impresa Di Stefano-Gasparri e Mignucci di Milano *per l'impianto idroelettrico del fiume Serchio* (vedi fig. 231).

Il canale poggia su pile in muratura di pietrame ed ha una lunghezza totale di m. 619,21. Esso è in cemento armato, con sezione rettangolare interna della larghezza di m. 2,70 e dell'altezza di m. 2,15. L'altezza normale dell'acqua è di m. 1,85, quindi la sezione bagnata A risulta di $\sim$ m² 5. Le pareti del canale hanno lo spessore di cm. 15 e presentano dei raccordi a smusso in corrispondenza degli angoli esterni ed interni. Esse sono intonacate a cemento (Kg. 1000 di cemento/m³) nella parte occupata dalle acque e sono lisciate a regola d'arte per ottenere una perfetta tenuta. In corrispondenza di ogni pila il canale poggia mediante un telaio di rinforzo, largo m. 0,60, che trasmette alla pila il peso di ogni campata (in ragione di t. 160 per

le luci di m. 15), mediante piastre e rulli di scorrimento in acciaio. I giunti di dilatazione (uno per ogni quattro campate) sono formati da una interruzione a labirinto delle pareti del canale con riempimento di argilla. I giunti sono racchiusi dal telaio d'appoggio con la interposizione di lastre di piombo. L'appoggio centrale è fisso, mentre la travata è continua su 5 appoggi e può scorrere sulle pile laterali mediante piastra e rulli di acciaio. In previsione di qualche cedimento anche minimo degli appoggi, nei calcoli di stabilità si assunse un momento flettente nel mezzo di ogni campata non inferiore a $+ ql^2/18$, in cui q rappresenta il carico totale uniformemente ripartito a metro lineare compreso il sovraccarico dell'acqua considerata stagnante.

Nella costruzione del ponte-canale occorsero in media ~ Kg. 200 di ferro e ~ m³ 2 di calcestruzzo per ogni metro lineare.



a

b

Fig. 231. — *Ponte-canale* in cemento armato: *a*, prospetto; *b*, sezione trasversale del canale con la disposizione dell'armatura metallica.

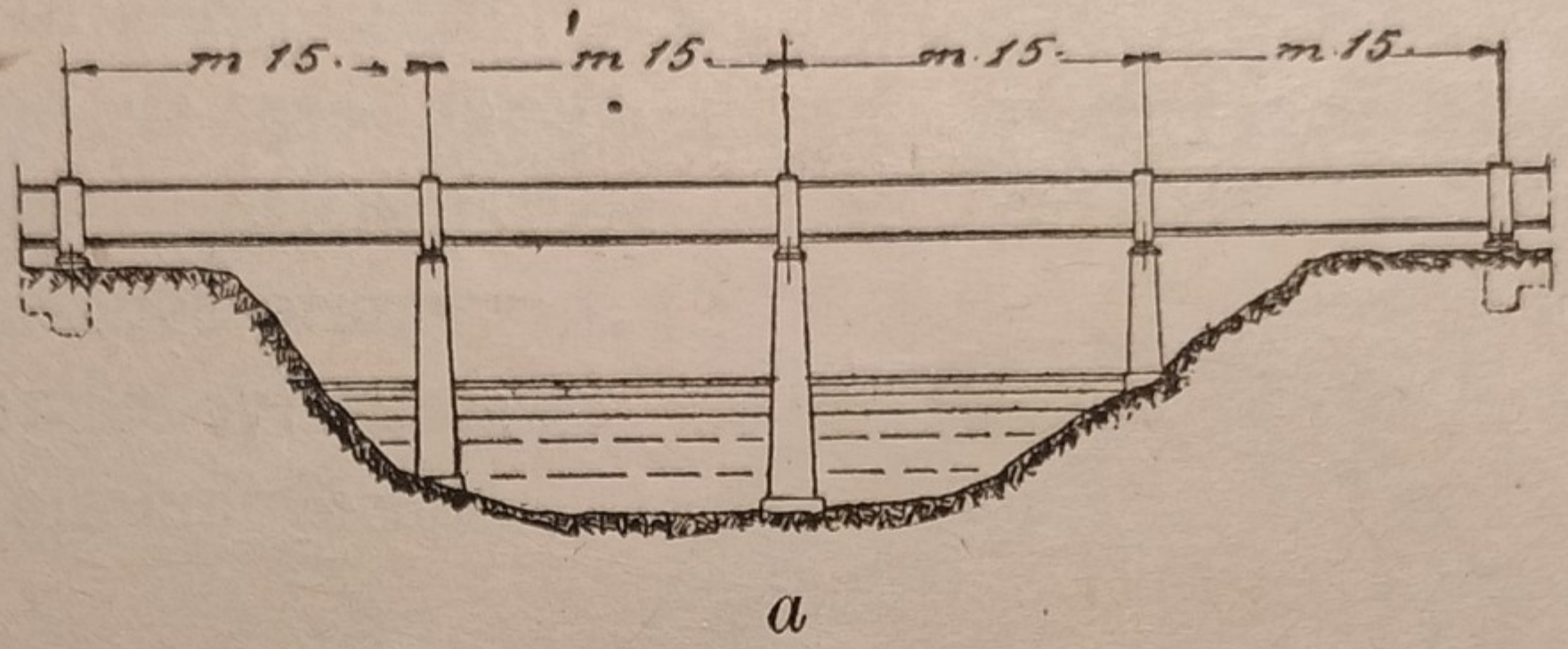
Gallerie. — Le gallerie, di cui diamo un breve cenno, sono quelle destinate a funzionare da canali nei quali l'acqua non riempie tutta la sezione disponibile.

Le gallerie per i canali possono costruirsi quando questi debbono attraversare regioni montane, ad esempio nel caso che si giudichi conveniente attraversare una montagna, anzichè costruire il canale lungo una falda del monte, ciò che importerebbe opere in muratura assai costose e di difficile manutenzione.

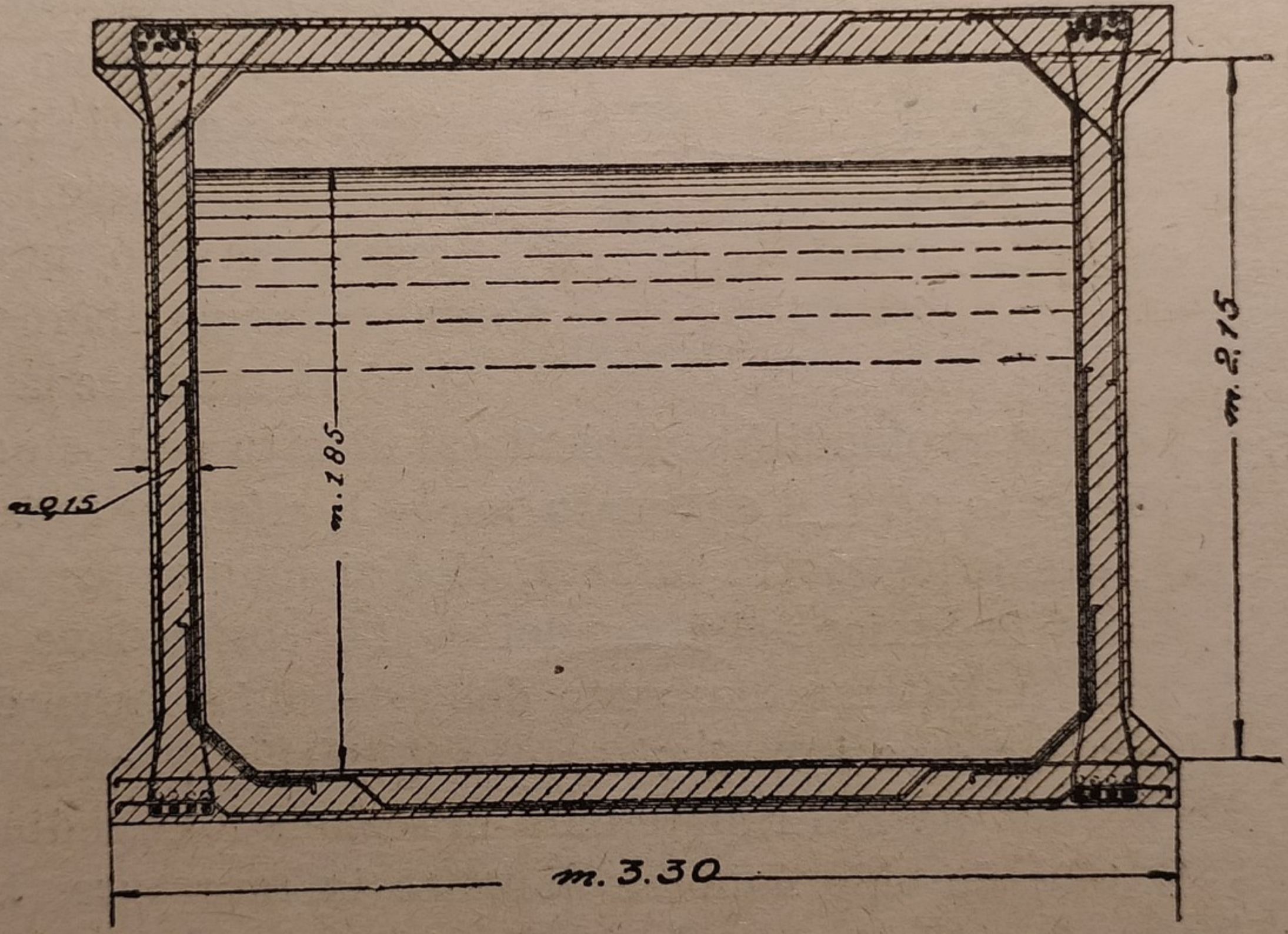
Se la galleria deve servire per il passaggio di un canale navigabile, le dimensioni della sua sezione trasversale dovranno prefissarsi in base alla *stazza lorda* del più grosso natante ammesso a navigare nel canale stesso, tenendo pure conto di una larghezza destinata alla *banchina di passaggio* e di un certo margine per evitare gli urti del natante contro le pareti della galleria (vedi fig. 232). La banchina dovrà essere accessibile ad una persona, per cui occorrerà assegnarle una larghezza di circa m. 1 ed un'altezza libera, al disopra di essa, di m. 2.

In generale la forma della sezione della galleria per i canali varia con la natura del terreno da attraversare, com'è stato detto parlando della costruzione delle gallerie stradali.

nti sono racchiusi dal telaio d'appoggio con la interposizione



a



b

Fig. 231. — *Ponte-canale* in cemento armato: *a*, prospetto; *b*, sezione trasversale del canale con la disposizione dell'armatura metallica.

ire il canale lungo una falda del monte, ciò che im-
tura assai costose e di difficile manutenzione.

Se la galleria serve da canale per il trasporto dell'acqua potabile, le sue dimensioni debbono dedursi in funzione della portata d'acqua utilizzando le formule dei canali aperti e tenendo sempre presente di assegnare alla sezione stessa della galleria un certo margine, perchè essa sia accessibile alle persone in caso di riparazioni. Si dovrà curare la muratura di rivestimento e dell'intonaco e si dovranno tenere presenti tutte quelle disposizioni costruttive rigorose per la perfetta tenuta e per la conservazione igienica dell'acqua.

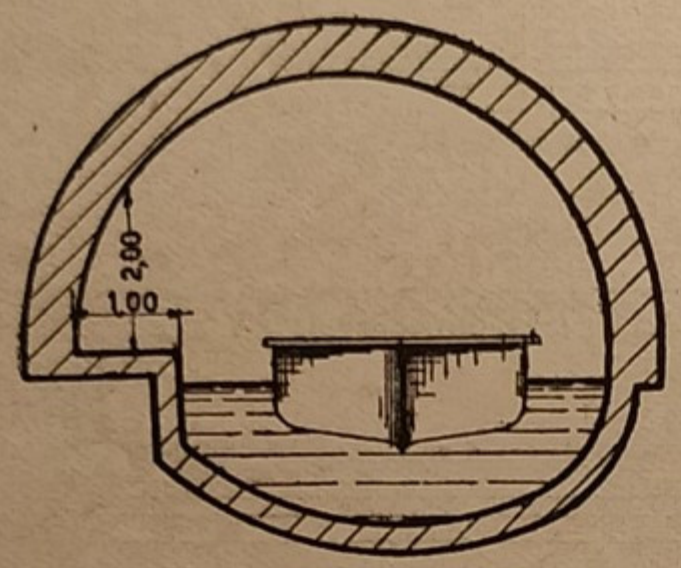


Fig. 232.

Tombe a sifone. — Lungo il percorso di un canale si possono incontrare degli ostacoli, come attraversamenti di strade, di corsi d'acqua naturali od artificiali, ecc., che non permettono al canale stesso, col suo normale andamento altimetrico, un passaggio libero al disopra dell'ostacolo. Perciò si potrà studiare la maniera di far passare il canale ad una profondità sufficiente al disotto dell'ostacolo, costruendo un manufatto ripiegato ad $\lfloor\_\rfloor$ chiamato *tomba a sifone* o *botte*. In questo manufatto l'acqua scorre in condotta forzata, cioè si muove per effetto di pressione, riempiendo tutta la sezione del condotto. La costruzione del manufatto sarà in muratura se l'attraversamento dell'ostacolo è breve e la profondità da raggiungere non sorpassa i m. $7 \div 8$ sotto il livello d'acqua nel canale d'arrivo.

La fig. 233 rappresenta in sezione longitudinale e sezione trasversale (scala 1/400) un tipo comune di botte in muratura. Il tratto orizzontale coperto o *tromba* (4) comprende (vedi sez^{e} trasversale) due piedritti, la volta cilindrica ribassata col suo rinfianco e sovrastante cappa. La fondazione in calcestruzzo si estende al disotto dei piedritti e nella sua parte superiore, in corrispondenza della tromba, vi è un pavimento, generalmente in pietra naturale, a leggera pendenza verso il *pozzo d'arrivo* (3). Questa pendenza favorisce il deposito delle materie in principio della tomba e attenua la violenza delle acque che urtano contro la parte frontale del *pozzo d'ascesa* (5).

Un tipo di *botte* presentante minori resistenze al moto delle acque è quello della fig. 234, che ha le risvolte meno brusche. Il pozzo d'arrivo (1) si raccorda alla tromba orizzontale (3) mediante una parte più larga (2) foggiata ad imbuto e coperta da volta. Alla tromba orizzontale segue un tratto inclinato (4) che si raccorda al pozzo di salita (5) mediante un breve tratto orizzontale. Per favorire il deposito delle materie trasportate dalle acque del canale, il fondo del pozzo d'arrivo, corrispondente al raccordo ad imbuto, è ribassato di cm. $35 \div 40$ rispetto al pavimento della tromba orizzontale.

Esempio. — Come esempio di tomba a sifone riportiamo (vedi fig. 235) in metà prospetto, metà sezione trasversale e sezione longitudinale, la tomba a sifone a 5 luci sotto il torrente Elvo per dar passaggio alle acque del canale Cavour d'irrigazione. Da questo esempio possiamo

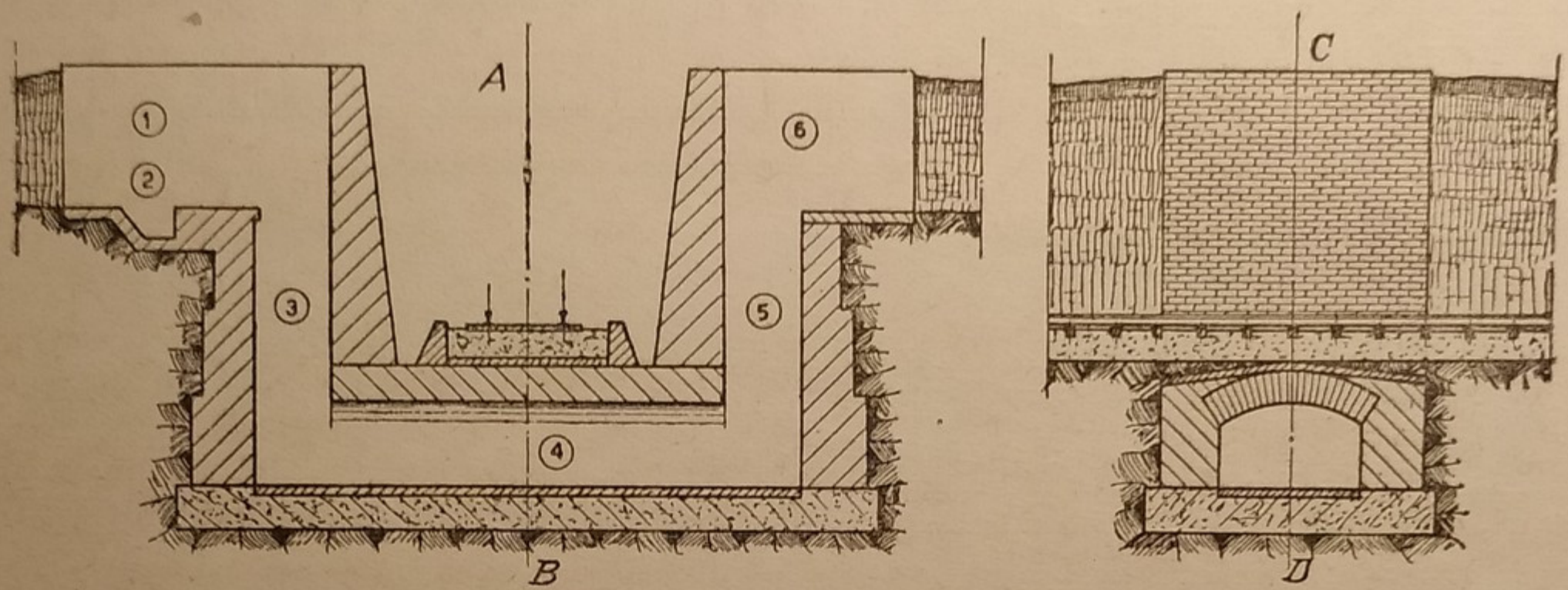


Fig. 233. — *Tomba a sifone*: Sezione longitudinale secondo *C-D* e sezione trasversale secondo *A-B*, nella scala 1/400

1, canale d'arrivo, in muratura; 2, recipiente per trattenere i materiali grossi; 3, pozzo d'arrivo; 4, tromba; 5, pozzo d'ascesa; 6, inizio canale a valle, in muratura.

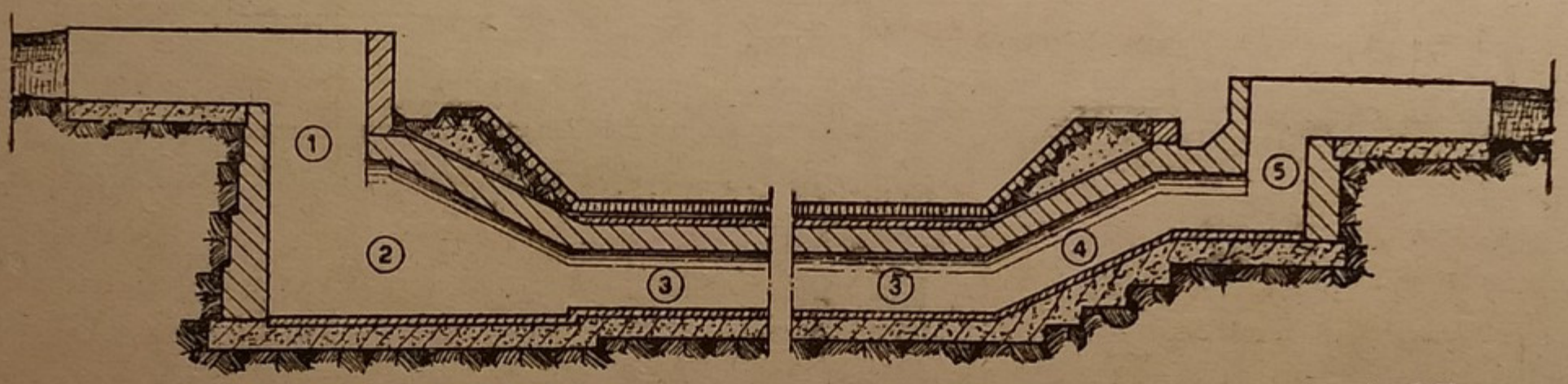


Fig. 234. — Tipo di sezione longitudinale di *tomba a sifone* presentante minori resistenze al moto delle acque.

rilevare che per grandi volumi d'acqua (la portata max. del canale Cavour è di m³ 92/1″) invece di costruire una canna unica di grande ampiezza, conviene adottare più luci di minor sezione. Nella botte del canale Cavour le 5 luci hanno la forma ellittica con l'asse maggiore di m. 5 ed il minore verticale di m. 2,50 (*). Il rivestimento delle luci è fatto con mattoni cuneiformi, spesso m. 0,69 nella parte superiore corrispondente alla volta e di soli m. 0,40 nella parte inferiore corrispondente all'arco rovescio. Lo spessore minimo dei piedritti, formati dalla compenetrazione di due anelli adiacenti, è di m. 0,70. Sopra le volte vi è una cappa cementizia ricoperta da uno strato di calcestruzzo nel quale sono incastrati dei travicelli di quercia che portano superiormente inchiodato un piano formato con tavoloni di quercia dello spessore di cm. 8. Questa copertura in legname protegge la costruzione muraria dalle acque del torrente Elvo, evitando che le acque di piena, scavando il fondo ghiaioso dell'alveo, vengano a contatto con l'estradosso della tomba a sifone.

(*) Poichè l'area di un'ellisse di semidiametri a, b, vale $\pi\, ab$, le 5 luci ellittiche avranno un'area di: $5 \cdot \pi \cdot \frac{5}{2} \cdot \frac{2{,}50}{2} = \sim$ m² 49,06.

Esempio. — Come esempio di tomba a sifone riportiamo (vedi fig. 235) in metà prospetto, metà sezione trasversale e sezione longitudinale, la tomba a sifone a 5 luci sotto il torrente Elvo per dar passaggio alle acque del canale Cavour d'irrigazione. Da questo esempio possiamo

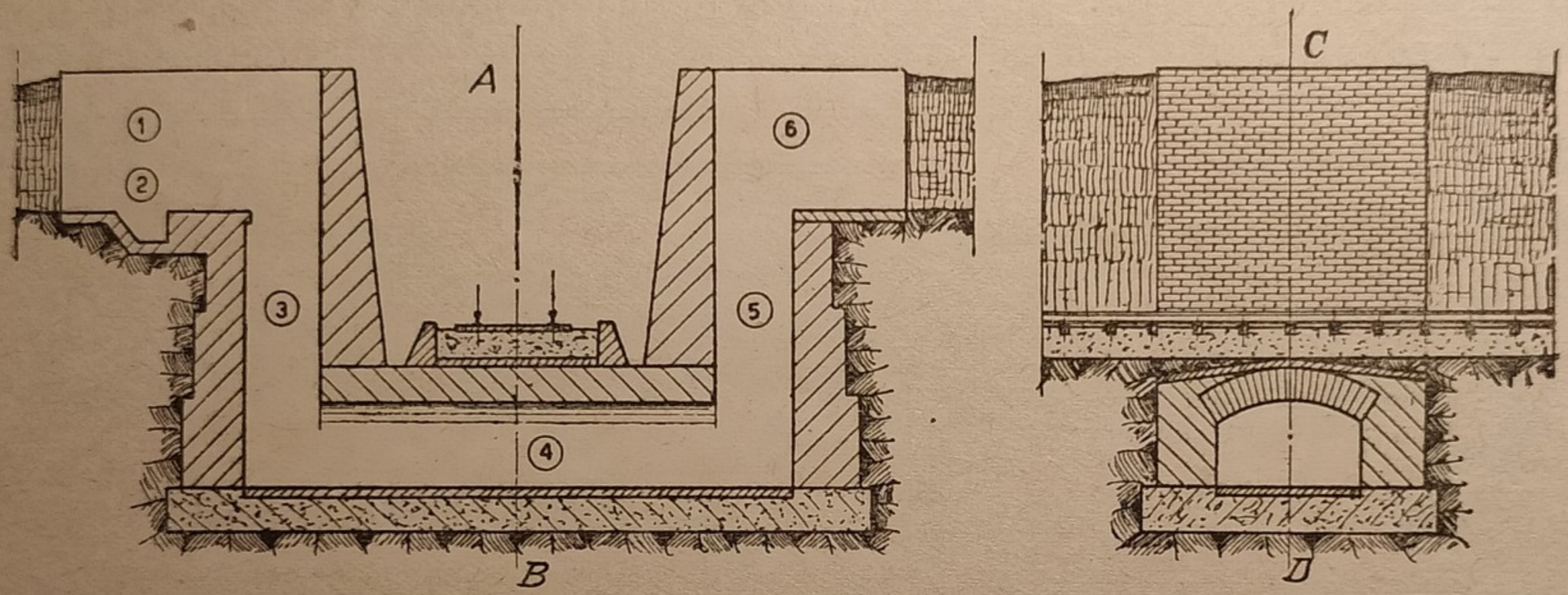


Fig. 233. — *Tomba a sifone*: Sezione longitudinale secondo *C-D* e sezione trasversale secondo *A-B*, nella scala 1/400

1, canale d'arrivo, in muratura; 2, recipiente per trattenere i materiali grossi; 3, pozzo d'arrivo; 4, tromba; 5, pozzo d'ascesa; 6, inizio canale a valle, in muratura.

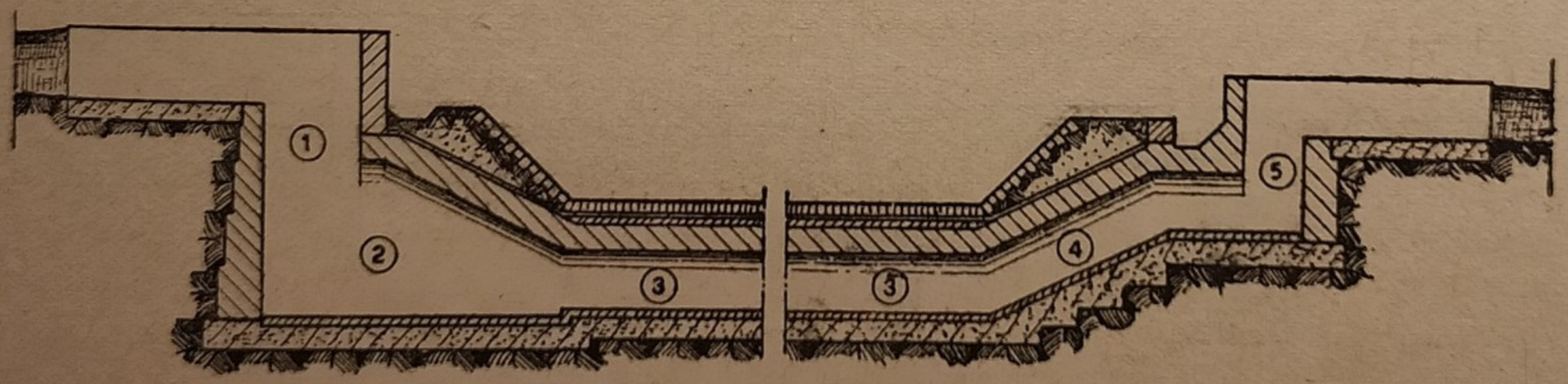


Fig. 234. — Tipo di sezione longitudinale di *tomba a sifone* presentante minori resistenze al moto delle acque.

Per trasportare volumi d'acqua limpida non molto grandi, ad una profondità e distanza piuttosto grandi, sono convenienti i tubi in ghisa, ferro ed acciaio. I tubi in cemento si possono utilizzare per profondità massime di m. 10 o poco più, e per diametri sino a m. 0,80.

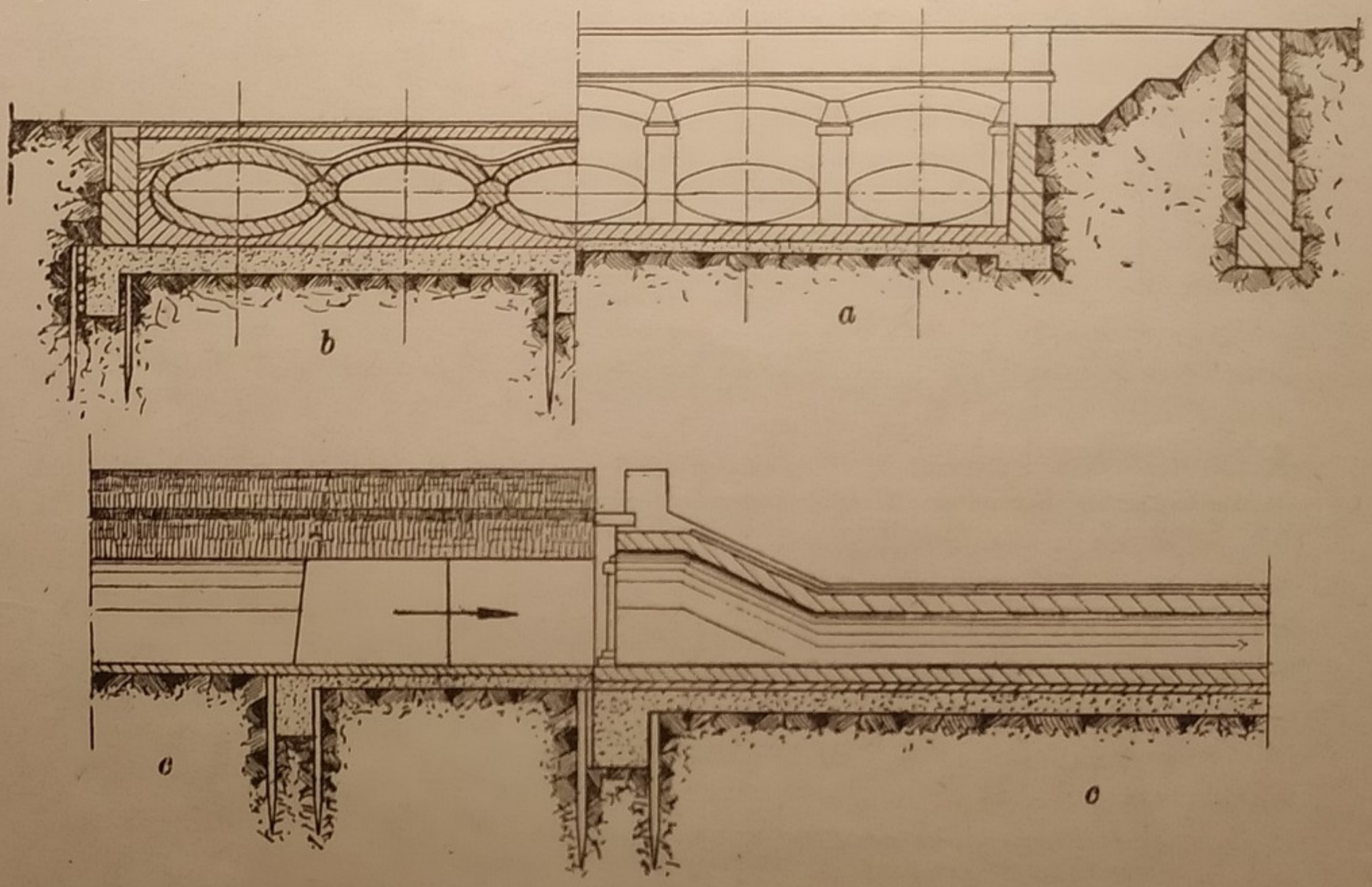


Fig. 235. — *Tomba a sifone* sotto il torrente *Elvo*, per dare passaggio al *Canale Cavour*: *a*, 1/2 prospetto; *b*, 1/2 sezione trasversale; *c*, 1/2 sezione longitudinale.

Esempio. — La fig. 236 rappresenta in sezione longitudinale e sezione trasversale un tipo di sifone lungo m. 26 pel sottopassaggio del fiume *Aller* (fiume della Germania, affluente di destra del Weser, lungo Km. 240).

Esso è composto di due tubi in ferro del diametro di m. 1,30 e dello spessore di mm. 10. All'inizio e al termine dello sifone si hanno i pozzi in muratura dei quali quello a monte è largo m. 1,70 e s'innalza su una fondazione in pietrame alta m. 1, e quello a valle è largo m. 1,30 e s'innalza su una fondazione alta m. 0,80.

Nel progettare una tomba a sifone si dovrà studiare la stabilità delle diverse parti del manufatto sottoposte alla pressione dell'acqua interna ed esterna, al sovraccarico del terrapieno e si dovrà determinare il rigurgito, che si produce a monte del manufatto e l'ampiezza del rigurgito stesso per effetto delle resistenze che l'acqua incontra nel passaggio. Questo rigurgito produrrà una perdita di carico, cioè un dislivello fra il pelo dell'acqua a monte e quello dell'acqua a valle.

più, e per diametri sino a m. 0,80.

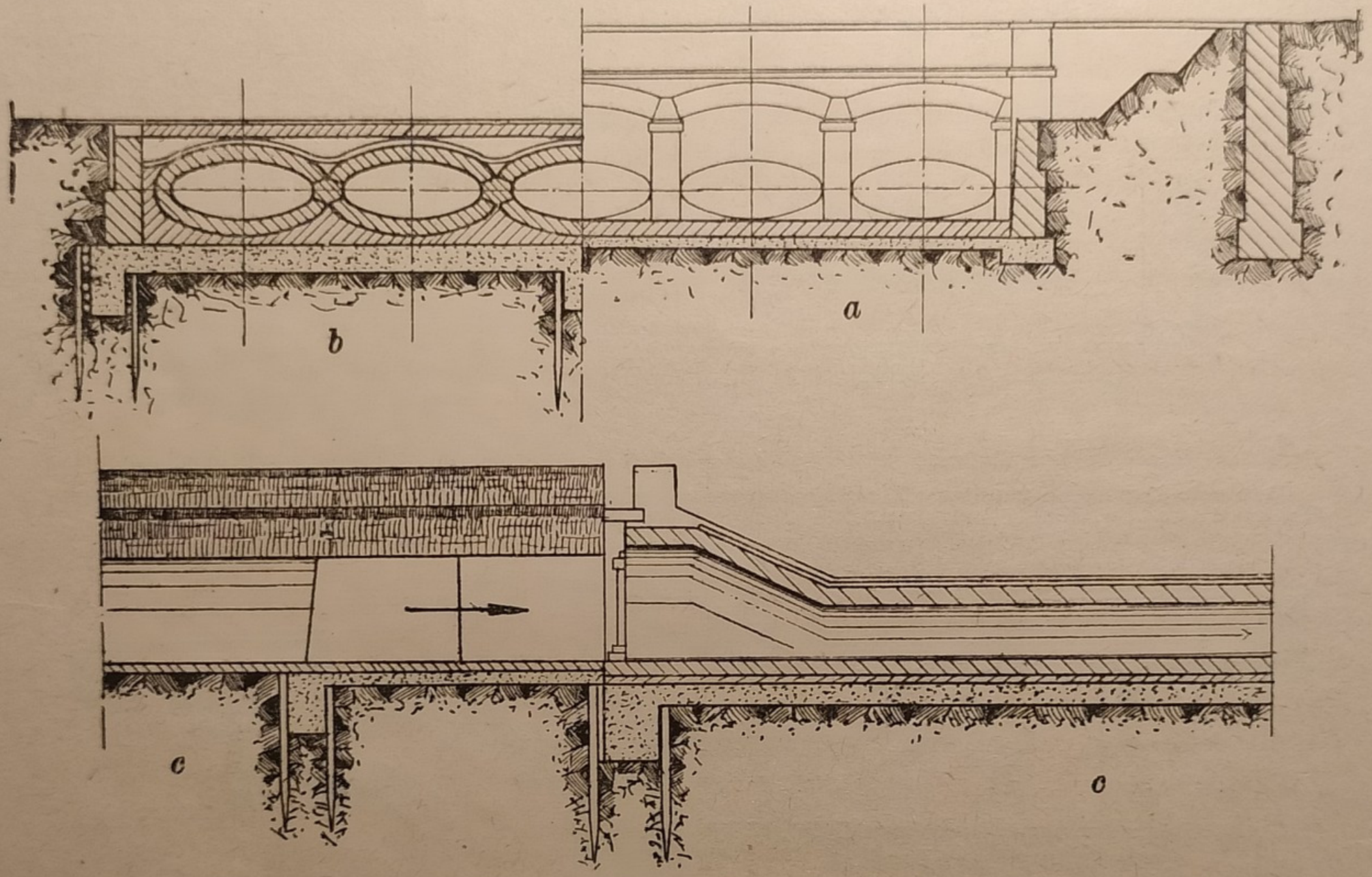


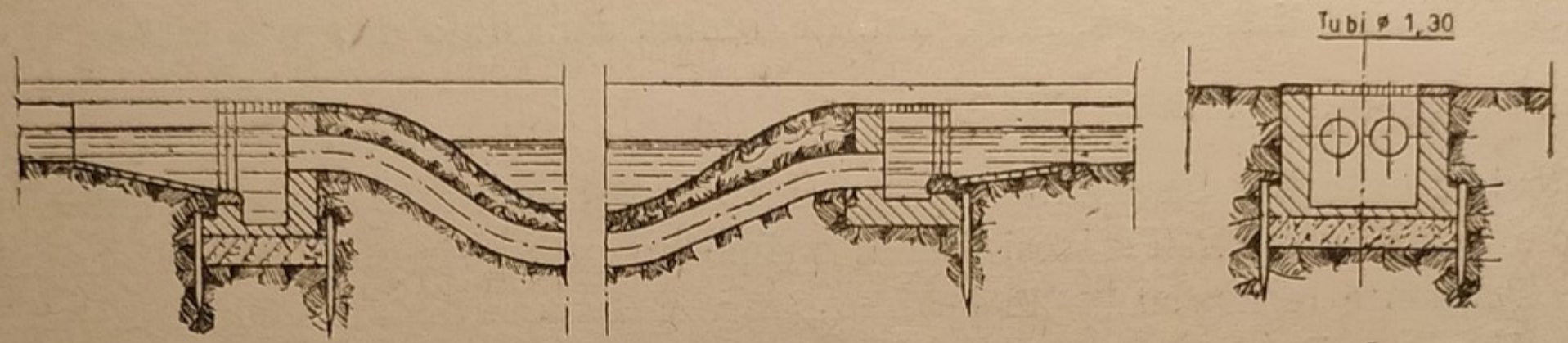
Fig. 235. — *Tomba a sifone* sotto il torrente *Elvo*, per dare passaggio al *Canale Cavour*: *a*, 1/2 prospetto; *b*, 1/2 sezione trasversale; *c*, 1/2 sezione longitudinale.

Esempio. — La fig. 236 rappresenta in sezione longitudinale e sezione trasversale un tipo di sifone lungo m. 26 pel sottopassaggio del fiume *Aller* (fiume della Germania, affluente di destra del Weser, lungo Km. 240).

Esso è composto di due tubi in ferro del diametro di m. 1,30 e dello spessore di mm. 10. All'inizio e al termine dello sifone si hanno i pozzi in muratura dei quali quello a monte è largo m. 1,70 e s'innalza su una fondazione in pietrame alta m. 1, e quello a valle è largo m. 1,30 e s'innalza su una fondazione alta m. 0,80.

Nel progettare una tomba a sifone si dovrà studiare la stabilità delle diverse parti del manufatto sottoposte alla pressione dell'acqua, interna ed esterna, al

Se immaginiamo già costruita la tomba a sifone, ossia se sono note le sue sezioni trasversali, potremo ricavare in ciascuna di queste la velocità dell'acqua e quindi il dislivello dell'acqua fra le due sezioni a monte e a valle del manufatto. Questo dislivello dovrà risultare compreso entro certi limiti pratici, altrimenti si dovranno rifare i calcoli partendo da altri dati.



a *b*

Fig. 236. — Sifone con tubi di ferro pel sottopassaggio del fiume *Aller*: *a*, sez. longitudinale; *b*, sez. trasversale.

Si può fissare la velocità V che dovrà avere l'acqua nella tomba a sifone ($V =$ m. $0{,}80 \div 2/1''$) e dalla nota equazione $A = Q/V$ si determinerà la sezione A. Si dovrà tenere presente che per potere ripulire la tomba a sifone la sezione di questa dovrà misurare almeno m. $0{,}70 \times 0{,}50$.

Lo spessore s della volta della tomba a sifone può dedursi praticamente con la formula $s = 0{,}40 + 0{,}05\,h$, dove h è l'altezza del carico d'acqua (*battente*) misurata sopra la chiave dell'intradosso. Generalmente lo spessore s è compreso fra m. $0{,}35 \div 0{,}75$.

Lo spessore S dei piedritti può dedursi dalla seguente formula:

$$S = 0{,}05\,H + 0{,}20\,c\left(2 + \frac{1}{f}\right) + 0{,}12\,h\,,$$

dove H è l'altezza del piedritto computata dal piano di fondazione all'imposta della volta, c è la semicorda della volta ed f è la freccia di questa.

L'altezza del terrapieno sopra la volta della tomba non dev'essere minore di m. 0,75 se vi passa sopra una strada ferrata, mentre detta altezza si ridurrà a m. 0,40 se si tratta di una strada ordinaria. L'altezza di terrapieno può essere nulla se sopra la volta della tomba passa un canale.

Supponendo che il peso di 1 m³. di volta di spessore s sia di Kg. 2000, il peso di 1m³. di terrapieno di altezza a sopra la volta sia di Kg. 1600, sarà

$$2000 \cdot s + 1600 \cdot a$$

il peso totale per m²: che si opporrà alla spinta che l'acqua eserciterà di sotto in su contro la volta della tomba, spinta che sarà espressa da $1000 \cdot h$ (in Kg./m²). Facendo astrazione dalla resistenza offerta dalla malta e fissando un coefficiente

Se immaginiamo già costruita la tomba a sifone, ossia se sono note le sue sezioni trasversali, potremo ricavare in ciascuna di queste la velocità dell'acqua e quindi il dislivello dell'acqua fra le due sezioni a monte e a valle del manufatto. Questo dislivello dovrà risultare compreso entro certi limiti pratici, altrimenti si dovranno rifare i calcoli partendo da altri dati.

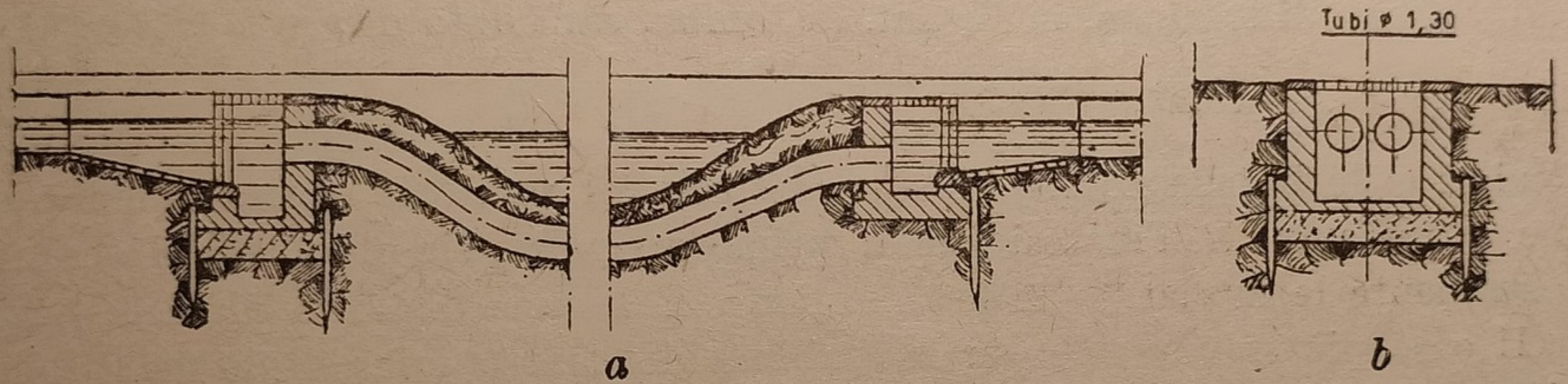


Fig. 236. — Sifone con tubi di ferro pel sottopassaggio del fiume *Aller*: *a*, sez. longitudinale; *b*, sez. trasversale.

Si può fissare la velocità V che dovrà avere l'acqua nella tomba a sifone ($V =$ m. $0{,}80 \div 2/1''$) e dalla nota equazione $A = Q/V$ si determinerà la sezione A. Si dovrà tenere presente che per potere ripulire la tomba a sifone la sezione di questa dovrà misurare almeno m. $0{,}70 \times 0{,}50$.

Lo spessore s della volta della tomba a sifone può dedursi praticamente con la formula $s = 0{,}40 + 0{,}05\,h$, dove h è l'altezza del carico d'acqua (*battente*) misurata sopra la chiave dell'intradosso. Generalmente lo spessore s è compreso fra m. $0{,}35 \div 0{,}75$.

di stabilità allo strappamento eguale almeno a 1,5, dalla seguente equazione

$$\frac{2000\ s + 1600\ a}{1000\ h} \geqslant 1{,}5$$

potremo ricavare l'altezza di terrapieno a da porre sopra la volta.

Lo sforzo di trazione, in Kg./m. di tomba, sarà dato da:

$$[1500\ h - (2000 \cdot s + 1600 \cdot a)] \times l,$$

essendo l la luce della tomba. L'altro fattore del prodotto si ricava dall'equazione precedente, nell'ipotesi che il primo membro sia minore del secondo. Praticamente le fasciature in ferro si pongono ad una distanza di m. $1 \div 2{,}50$.

Il caso più sfavorevole per la stabilità del tratto orizzontale della tomba a sifone si verifica nell'istante in cui, supponendola vuota, entri improvvisamente tutta la massa d'acqua, la quale, dopo aver urtato contro la parete posteriore del pozzo di salita si arresti per un piccolissimo istante toccando (per reazione) il cielo della volta. In questo caso l'acqua eserciterà contro il cielo della volta una pressione maggiore di quella normale, in virtù del cosiddetto *colpo di ariete*. Questa pressione non si può però valutare che in modo approssimato.

Nel caso di una tomba in muratura se la parete posteriore del pozzo di salita è inclinata di α gradi sull'orizzonte, si può ritenere che dopo l'urto l'acqua salga nel pozzo in direzione parallela alla parete stessa, per cui in una sezione retta qualsiasi della tomba, di area A, si manifesterà una pressione unitaria, che, approssimativamente è data da:

$$p = \frac{P}{A} = 2 \cdot \gamma \cdot \frac{v^2}{2g}\ (1 - \cos \alpha), \qquad (1)$$

dove P rappresenta la pressione dell'acqua contro la parete posteriore del pozzo di salita;

γ è il peso di 1 m³. d'acqua;

v è la velocità con la quale i filetti liquidi abbandonano la parte, allorchè essi si staccano da questa sotto l'angolo α;

Ponendo nella (1) $\frac{v^2}{2g} = h$, dove h rappresenta il dislivello fra il pelo dell'acqua a monte e l'asse della galleria orizzontale, avremo:

$$p = 2\ \gamma\ h\ (1 - \cos \alpha),$$

oppure (vedi pag. 271): $\frac{p}{\gamma} = h' = 2\ h\ (1 - \cos \alpha)$, (2), nella quale h' rappresenta l'*altezza virtuale di carico* corrispondente alla pressione p.

Ponendo nella (2) $\alpha = 90$ (parete verticale), si ottiene: $h' = 2\,h$.

Ponendovi invece $\alpha = 60$ la (2) ci dà: $h' = h$, ossia *costruendo la parete posteriore del pozzo di salita inclinata di* 30° *sulla verticale, potrà trascurarsi l'effetto del colpo d'ariete.*

Partitori d'acqua. — I partitori d'acqua sono dei manufatti destinati a dividere le acque di un canale in determinate porzioni. Essi consistono essenzialmente in speroni taglienti fissati solidamente nel canale e in un'opportuna posizione dell'alveo di questo, al fine di fendere le acque in parti prestabilite.

Il partitore più semplice è quello a prisma triangolare (vedi fig. 237) costituito da un tratto di canale rettilineo murato A-B, di lunghezza variabile (m. 10 ÷ 20), col fondo perfettamente orizzontale. A monte di questo il canale principale distributore deve presentare pure un andamento rettilineo, con sponde parallele, fondo orizzontale o a lievissima pendenza, per una lunghezza corrispondente almeno ad 8 ÷ 10 volte la larghezza dell'alveo. All'estremità a valle del tratto murato *A-B* si colloca, secondo l'asse del canale, una pietra *p* foggiata a prisma triangolare verticale, con lo spigolo rivolto a monte e presentante le due facce verticali egualmente inclinate all'asse della corrente. I due canali C_1, C_2, in cui viene a dividersi il canale principale, debbono avere per *una lunghezza almeno di m.* 10 ÷ 20 *un'identica forma di sezione, la stessa pendenza e direzione perfettamente simmetrica rispetto all'asse del canale principale.* Soltanto rispettando queste norme costruttive si potrà ottenere una divisione del volume d'acqua in due parti eguali.

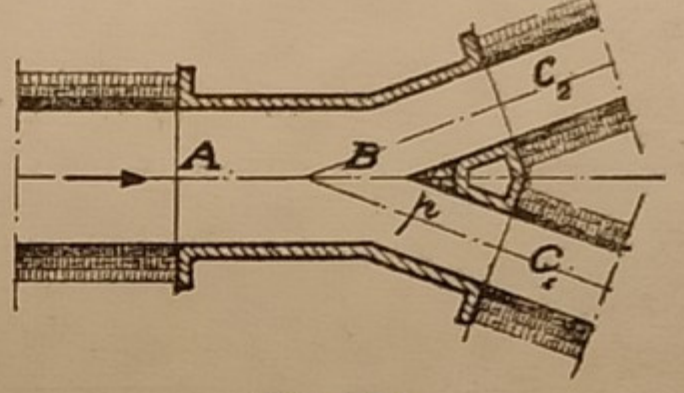


Fig. 237.

Esempio. — Come esempio di progetto di partitore d'acqua a scopo d'irrigazione, vedasi la fig. 238.

La partizione del volume d'acqua di un canale in più parti o in un rapporto diverso da quello precedente, non può logicamente ottenersi con lo stesso sistema poichè l'acqua non presenta la medesima velocità in ogni punto della sezione del canale.

In pratica la ripartizione della portata Q di un canale con i tagli-acqua, si limita a quei soli casi nei quali, essendo x/y il rapporto delle due portate parziali, la somma $x + y$ sia un *numero pari*. Così, ad esempio, si può ripartire un volume Q d'acqua nel rapporto $x : y = 1 : 3$, utilizzando due partitori per ottenere $x = Q/4$ e $y = 3/4\,Q$. Infatti, osservando lo schema della fig. 239,

si ha: $x + y = Q = \frac{Q}{2} + \frac{Q}{2} = \left(\frac{Q}{4} + \frac{Q}{4}\right) + \frac{Q}{2} = \frac{Q}{4} + \left(\frac{Q}{4} + \frac{Q}{2}\right) =$

$= \frac{Q}{4} + \frac{3}{4} Q.$

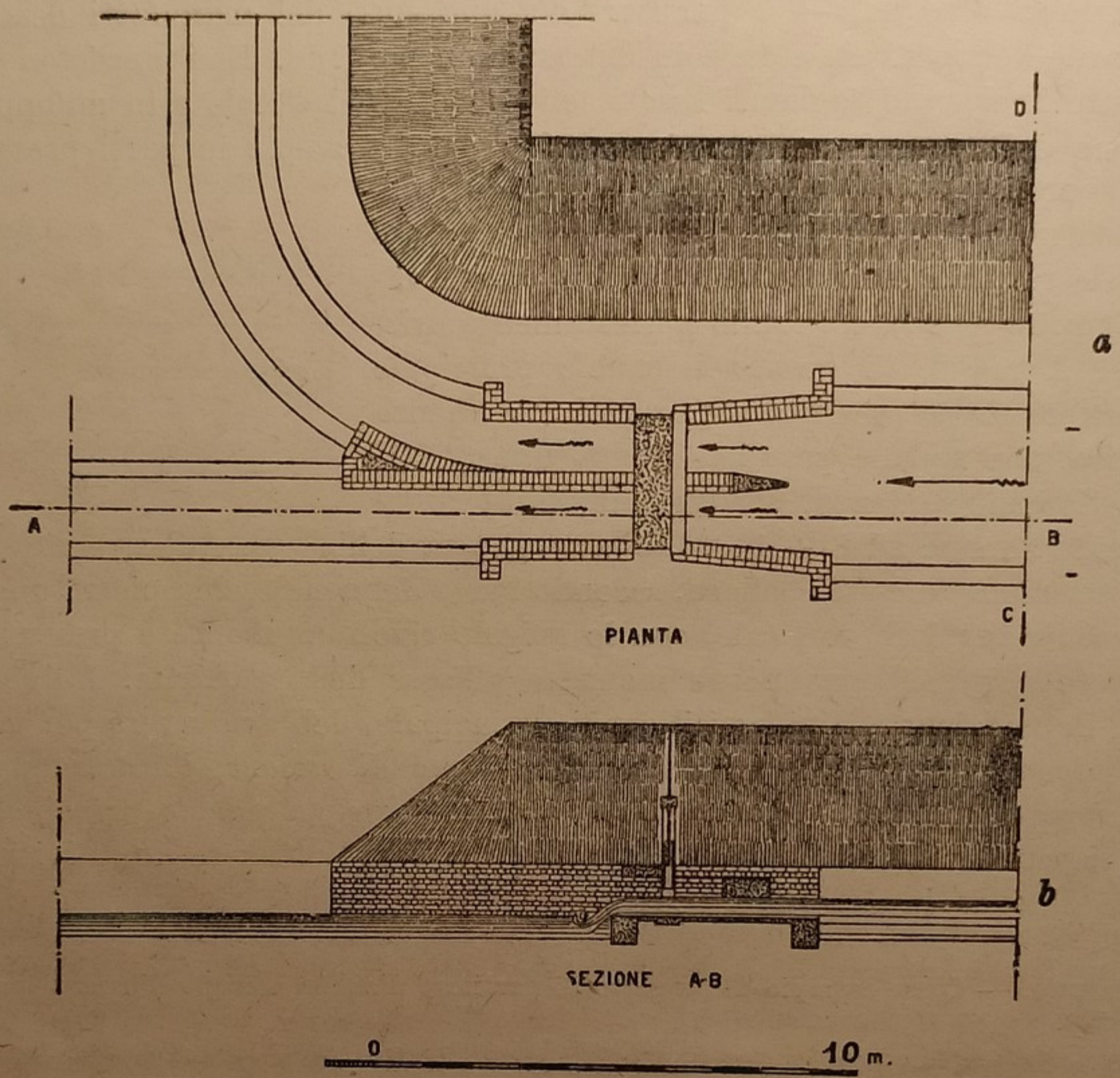


Fig. 238. — Progetto di *partitore d'acqua* con paratoie, per 2 canali d'irrigazione: *a*, pianta con i particolari costruttivi (*rivestimento murario, partitore d'acqua, ponte di manovra delle paratoie*); *b*, sezione longitudinale secondo *A-B*; *c*, sezione trasversale secondo *C-D* per mostrare il prospetto delle due paratoie.

L'impiego di più tagli-acqua dà luogo ad una lunghezza eccessiva di tutto il manufatto, poichè si deve tenere presente che due partitori prossimi non deb·

bono trovarsi a meno di m. 5 di distanza in lunghezza. Con più tagli-acqua si ha l'altro inconveniente che la sezione del canale viene ad essere ingombrata dalle diverse divisioni.

Potendo disporre di un salto si può ricorrere con profitto al *partitore Tadini* (vedi fig. 240) che è a stramazzo libero. A monte del salto il canale deve presentare una sezione regolare per una lunghezza di almeno m. 10 ÷ 12; il fondo dovrà risultare orizzontale, lastricato o selciato, e le sponde del canale (*canale versatore*) dovranno essere in muratura. A valle del salto vi è pure una vasca murata larga come il canale, nella quale sono posti verticalmente (vedi sez.^{e} *A-B*) dei lastroni sottili foggiati superiormente a tagli-acqua e terminanti al livello della soglia del salto. I tagli-acqua si collocano in quella opportuna posizione della sezione del canale affinchè l'acqua si ripartisca in parti che possono ritenersi proporzionali alla larghezza rispettiva di stramazzo.

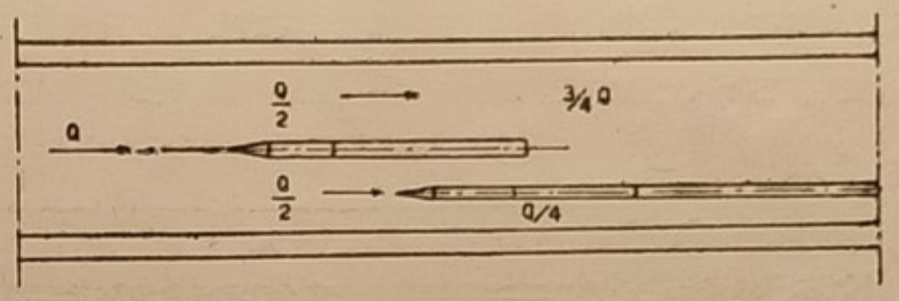
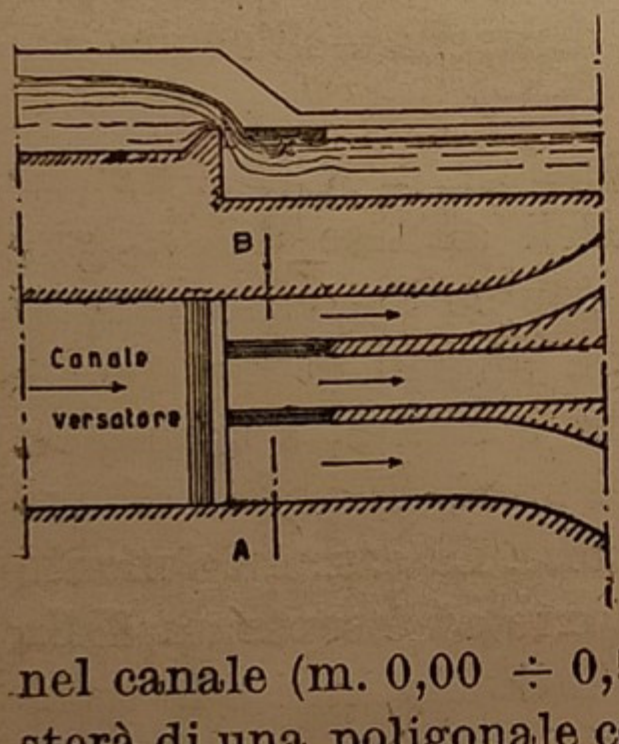


Fig. 239.

Per suddivisioni in tre o più parti il partitore Tadini presenta l'inconveniente che le divisioni estreme risentono della resistenza delle pareti del canale versatore. Nel paragrafo in cui si dà un cenno dei canali d'irrigazione (vedi pag. 316) si parlerà delle derivazioni con appositi *moduli di misura*.



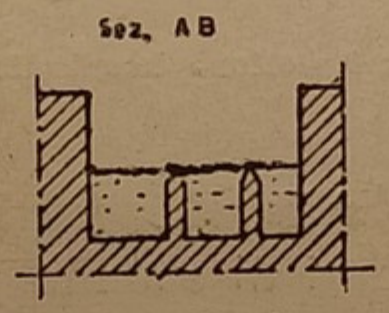


Fig. 240. — Partitore *Tadini*.

Conche di navigazione. — Nella costruzione dei canali navigabili la pendenza naturale del terreno si presenta in generale sempre eccessiva e non compatibile con la piccola velocità che deve avere l'acqua nel canale (m. 0,00 ÷ 0,50/1″), cosicchè il profilo longitudinale d'asse non consterà di una poligonale continua, ma dovrà essere formato da una serie di lunghi tratti orizzontali o quasi, separati da *salti verticali*. Per mantenere la continuità del traffico nei due sensi del canale si dovrà costruire uno speciale manufatto in corrispondenza di ogni salto verticale, manufatto che dicesi *sostegno a conca* (*) o semplicemente conca (vedi fig. 241).

(*) La *conca* di navigazione fu inventata e costruita negli anni 1438, 1439 da Filippo degli Organi e da Fioravante da Bologna per superare un dislivello di m. 3 a Viarenno (Milano), nel canale che immette nel Ticino, facilitando l'arrivo a Milano dei blocchi di granito tratto dalle cave attorno al Lago Maggiore, e destinati alla costruzione del Duomo. Nell'anno 1468

Una conca di navigazione dev'essere capace di contenere almeno il più grosso natante ammesso a transitare nel canale e nello stesso tempo le sue dimensioni interne debbono regolarsi in modo da rendere minimo il consumo dell'acqua, la cui economia è di grande importanza per il canale.

La conca deve risultare perfettamente impermeabile: essa può costruirsi in muratura di mattoni con rivestimento interno in pietra da taglio, in calcestruzzo cementizio od in cemento armato. Il pavimento della vasca trovasi a livello del fondo del canale a valle o ad una quota inferiore a questo e generalmente è sistemato a volta rovescia ribassata di 1/15 ÷ 1/20. La fondazione è in calcestruzzo sufficientemente grossa ed estesa per resistere alle eventuali sottopressioni dell'acqua per effetto del dislivello dell'acqua esistente nei due tratti di canale a valle e a monte (cioè il *salto* che comunemente è di m. 3 ÷ 6). La vasca è compresa fra due robusti muri di sponda paralleli all'asse del canale. e alle due estremità è chiusa da due sistemi di porte a doppio battente girevoli su assi verticali, che, a chiusura completa, formano un angolo ottuso (porte *vinciane*). I battenti si aprono verso monte, cioè contro corrente, e vanno ad appoggiarsi contro le pareti di due *nicchie* praticate nei muri di sponda. I due spazi entro cui girano le porte si chiamano *camere delle porte*. La camera a monte ha il pavimento quasi a livello del tratto di canale a monte ed è separata dalla vasca da un muro avente un'altezza corrispondente al dislivello fra i due tronchi di canale a valle e a monte (*muro di caduta*). Il muro di caduta generalmente è sistemato ad arco convesso verso monte in maniera da scaricare sui muri di sponda la spinta a cui è soggetto. Le porte a monte sono sempre d'altezza minore di quelle a valle: perciò le prime sono chiamate *portine* e le seconde *porte o portoni*. Tanto le portine quanto i portoni debbono risultare robuste, stabili, ermetiche e di facile manovra. Si possono costruire in legname, in ferro, con ossatura

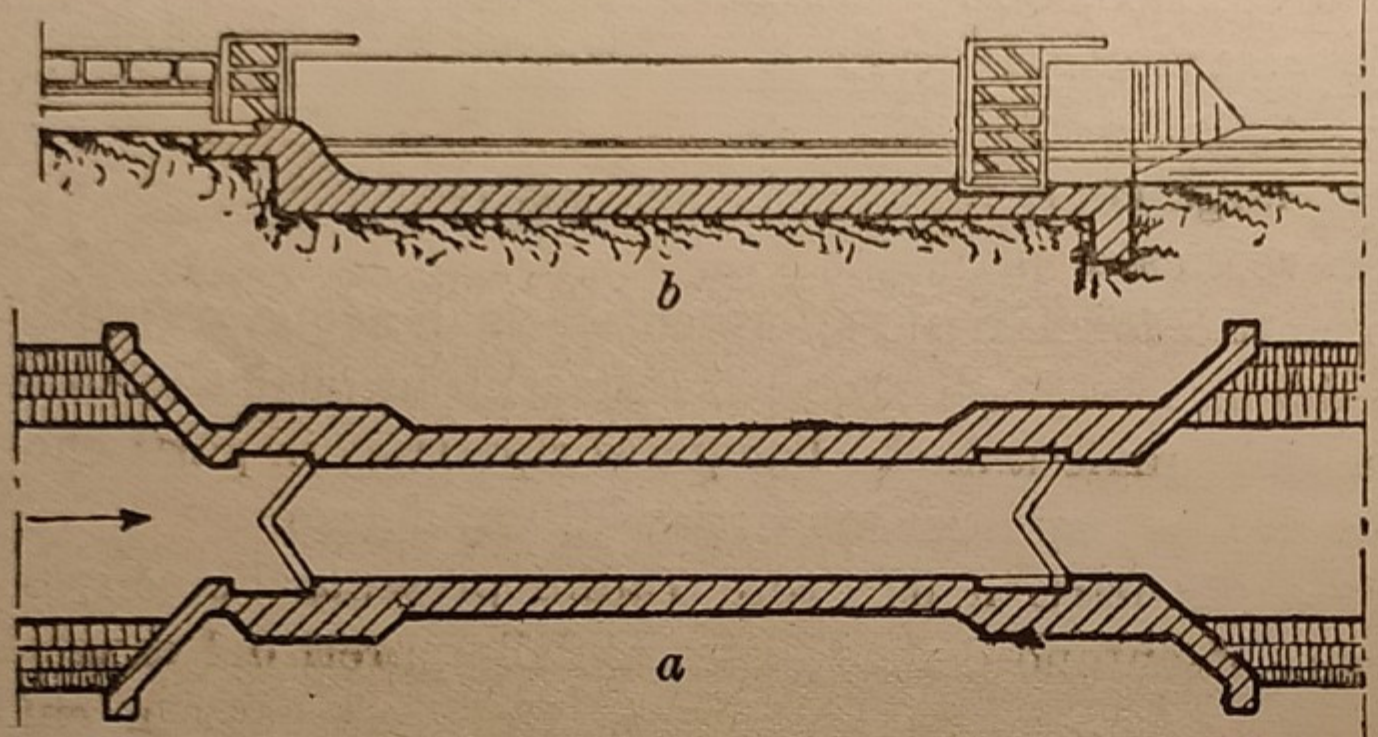


Fig. 241. — Conca di navigazione: *a*, pianta; *b*, sezione longitudinale.

Leonardo Da Vinci si occupò molto dello studio delle conche. — I. Teubert nel suo libro « *Die Binnenschiffahrt* » dice: « *Non vi è nessuna ragione di contrastare agli italiani la gloria di avere inventata la conca e di avere con ciò preparata la via alla navigazione interna.*

in ferro e rivestimento in legname. A monte delle portine e a valle dei portoni le estremità dei muri di sponda presentano due incavi o *gargami* destinati a ricevere due paratoie provvisorie formate da travi orizzontalmente sovrapposte, per chiudere la vasca in caso di pulizia o di riparazioni di qualche parte del manufatto. I muri di sponda si prolungano a monte e a valle dei gargami, ripiegandosi entro le sponde in terra del canale a guisa di muri di risvolto, costituendo rispettivamente i muri di testata a monte e a valle. Per il riempimento ed esaurimento della vasca generalmente si dispongono opportuni condotti longitudinali ricavati nei muri di fiancata sboccanti nella vasca a determinate distanze e al piede dei muri stessi. Gli orifizi sono collocati l'uno di fronte all'altro in maniera che i deflussi smorzino la loro forza viva e a ciò concorre anche lo strato d'acqua che incombe sopra i deflussi stessi. Si hanno anche altri sistemi speciali di riempimento e di esaurimento della vasca.

Gli orifizi si aprono e si chiudono con la manovra di apposite paratoie o valvole. Per la manovra delle porte delle piccole conche si possono usare delle aste uncinate che muovono i battenti nel senso di chiuderli od aprirli; mentre per le porte delle grandi conche si possono utilizzare apparecchi speciali a vericello, a cremagliera, od a pistoni mossi da presse idrauliche.

Accennate così le parti principali di una conca di sostegno, illustriamo brevemente il funzionamento di questa. Supponiamo che un natante sia entrato dal portone nella vasca. Si chiude il portone, si aprono gli orifizi per immettere nella vasca l'acqua proveniente dal tronco di canale a monte, sino a riempirla e cioè sino a raggiungere il livello dell'acqua a monte. Si chiudono gli orifizi d'immissione, si aprono i battenti della portina (senza difficoltà poichè essi sono egualmente premuti dall'acqua da entrambe le parti) e il natante passerà dalla conca nel tronco superiore del canale. Si chiuderà la portina, muovendo i battenti di questo nel senso della corrente e si apriranno gli orifizi di scarico sino a livellare le acque della vasca e del tronco di canale a valle. Infine si apriranno i battenti del portone.

Se il natante si muove nel senso della corrente, giunto a monte della portina, si chiuderanno i battenti del portone, si riempirà la vasca sino a livellare le acque di questa e del tratto di canale a monte; quindi si apriranno i battenti della portina e si farà entrare il natante nella vasca. Infine si apriranno gli orifizi di scarico e quando le acque della vasca e del tronco di canale a valle saranno allo stesso livello, si apriranno i battenti del portone e si farà uscire il natante dalla conca.

La conca deve risultare stabile tanto a vuoto quanto piena di acqua. Nei calcoli di stabilità dei muri di fiancata si considera l'equilibrio di un metro di conca, si disegna in una certa scala la sezione trasversale del muro di sponda

e della platea e si divide l'altezza del muro in un certo numero di parti. Determinate le forze che sollecitano ogni striscia di muro lungo 1 m., si traccerà la curva delle pressioni e per ogni giunto si farà la verifica dalla *rotazione*, allo *scorrimento* ed alla *presso-flessione*. Se il terreno di fondazione è omogeneo e la platea è stata costruita per prima, elevando più tardi su di essa i muri laterali, la reazione del terreno contro la platea si potrà ritenere come uniformemente ripartita.

IV) NORME COSTRUTTIVE E FONDAMENTALI DEI CANALI

Canali industriali. — I canali industriali possono raggrupparsi in canali a *piccola portata e grande salto* ed in canali a *grande portata e piccolo salto*.

Al primo gruppo appartengono in genere i canali che utilizzano le acque delle zone montane; al secondo gruppo appartengono quelli che utilizzano le acque derivate da corsi naturali svolgentisi in pianura.

Per i canali del primo gruppo occorre anzitutto un *serbatoio o lago artificiale* per immagazzinarvi le acque durante le maggiori portate dei corsi montani e poterle poi utilizzare nei periodi di magra dei corsi stessi (vedi pag. 359).

Per creare questo serbatoio occorrerà una *diga di sbarramento*. Al serbatoio fa seguito il *canale derivato* che si svolge con pendenza debolissima lungo una delle falde laterali del monte, talvolta con lunghi tratti in galleria, affinchè, risultando il suo tracciato il più elevato possibile, si possa determinare il voluto *salto* sul fondo valle.

Al termine del canale derivato si costruisce la *camera di carico o vasca*, dalla quale l'acqua passerà in *condotta forzata* entro tubi disposti lungo la linea di *massima pendenza* del monte, sino all'*edificio dei motori* che è situato al piede della falda del monte.

Se con H si rappresenta il salto prefissato in metri, con Q il volume d'acqua in $m^3/1''$ cadente dall'altezza H, il lavoro che svilupperà la massa liquida al minuto secondo sarà espresso da:

$$1000 \cdot Q \cdot H \text{ (in Kgm.)}$$

Poichè industrialmente si assume come unità di lavoro il *cavallo dinamico* equivalente al lavoro di 75 Kgm., il lavoro suddetto, espresso in cavalli, risulterà:

$$\frac{1000 \cdot Q \cdot H}{75},$$

che dicesi *potenza nominale*. La *potenza effettiva* si ottiene moltiplicando la potenza

nominale pel *coefficiente di rendimento della motrice*, coefficiente che può ritenersi in media eguale a 0,75. Pertanto la potenza effettiva P_e sarà espressa dalla relazione:

$$P_e = \frac{1000 \cdot Q \cdot H}{75} 0{,}75 = 10 \cdot Q \cdot H \qquad (1)$$

L'acqua cadente dall'altezza H, viene immessa (come abbiamo detto sopra) in condotta forzata nella quale subirà una perdita di carico $y = \beta \cdot \frac{L \cdot Q^2}{D^5}$ (2)

(vedi vol. I, pagg. 414 ÷ 417).

Quest'ultima equazione presenta due incognite e cioè la perdita di carico y e il diametro D della condotta. Pertanto ricaveremo prima D dalla nota relazione: $Q = A\,V = \frac{\pi D^2}{4} \cdot V$, fissando per la velocità V un valore praticamente soddisfacente ma non superiore a m. 2,50 ÷ 3/1″, e poi sostituiremo il valore ricavato per D nella (2), onde ottenere la perdita di carico y.

La camera di carico è una robusta costruzione muraria che è preceduta da uno *sfioratore* e da un *canale di scarico* nel quale si raccolgono le acque del canale d'arrivo quando sono chiuse le paratoie poste all'origine della condotta forzata. Tutto il complesso di opere, che sono necessarie per regolare nella vasca l'acqua che si adduce alle motrici, dicesi *edificio regolatore*. Lo scaricatore che parte dalla camera di carico generalmente ha una forte pendenza per cui si costruisce con speciale gradinata. L'imbocco dei tubi della condotta forzata viene foggiato ad imbuto e dev'essere situato molto basso rispetto al livello dell'acqua nella vasca, onde evitare la formazione di vortici e di conseguenza l'ingresso di molta aria nella condotta. Il primo tratto di condotta a monte deve avere la direzione prossima alla verticale. In caso di sospensione del funzionamento della condotta forzata occorrerà munire la vasca di un apposito tubo di scarico.

Se l'impianto serve ad industrie elettriche che somministrano luce e forza per officine, tramvie, ecc. la camera di carico dovrà essere preceduta da un bacino in cui l'acqua proveniente dal canale di arrivo si raccoglierà nelle ore di minor consumo d'energia (che corrispondono ad alcune ore notturne) per costituire la riserva di energia per le ore di maggior consumo (che corrispondono a quelle del mattino e della sera, specialmente durante l'inverno). Questo bacino, chiamato di *compensazione*, può avere ubicazione diversa dipendentemente dalle condizioni topografiche del luogo, le quali, talvolta, possono consigliare la costruzione di un *alto muro di ritenuta d'acqua*.

In ogni caso, dal bacino di compensazione parte un condotto che può sboc-

care in un pozzo (*pozzo piezometrico*) o in una torre (*torre di presa*) secondochè il condotto è più o meno profondo sotto il suolo. Nella torre di presa l'acqua sale allo stesso livello esistente nel bacino e attraverso dei tubi innestati al piede della torre stessa entra in condotta forzata raggiungendo il sottostante edificio dei motori. Il pozzo piezometrico o la torre di presa suppliscono alle improvvise richieste d'acqua, eliminando così dei perturbamenti nella condotta forzata.

In generale la condotta forzata consta di più tubi d'acciaio accostati, poggianti direttamente sul terreno e sono opportunamente ancorati da briglie in muratura, oppure da massi in calcestruzzo, nei tratti ove la tubazione cambia di direzione e di pendenza. La camera d'arrivo è divisa in più scomparti ed in ciascuno scomparto penetra la testa di un tubo della condotta forzata, munita della relativa valvola d'immissione. Ai tubi di discesa fa seguito il tubo di distribuzione alle turbine. A valle delle turbine si ha il canale di scarico che riconduce le acque nel corso d'acqua naturale.

In pianura nei fiumi di grande portata si può fare a meno del canale derivatore quando si possa sbarrare il corso d'acqua con una diga senza provocare danni ai terreni a monte. Il bacino di carico sarà costituito dal fiume stesso in virtù del notevole rigurgito prodotto dalla diga ed il fabbricato dei motori si costruirà direttamente su una delle sponde del bacino. L'acqua sopraelevata penetrerà nei distributori (pozzi verticali) e dopo aver messo in azione i motori ritornerà nell'alveo naturale a valle della diga.

Canali d'irrigazione. — Per irrigare una grande estensione di terreno in generale occorrono i seguenti ordini di canali e cioè:

a) *il canale principale* (*derivatore o maestro*),
b) *i canali conduttori* (*diramatori o secondari*),
c) *i canali distributori*,
d) *i canali irrigatori o adacquatrici*,
e) *i fossi di scolo.*

Generalmente la *presa* trovasi lontana ed è situata ad un livello più alto della zona da irrigare (presa *diretta*); qualche volta può occorrere un impianto elevatorio perchè la presa trovasi più bassa (presa ad *elevazione*).

In ogni caso, l'acqua deve arrivare alla zona da irrigare ad un livello superiore al terreno, a mezzo del canale principale che attinge l'acqua da un fiume, sorgente, lago o serbatoio. I canali secondari hanno inizio dal canale principale e sono destinati a diramare l'acqua alle singole grandi zone da irrigare, con la minore pendenza possibile. I canali distributori sono le rami-

ficazioni principali dei canali secondari od anche del canale maestro e trasportano le acque ai vari utenti. Le adacquatrici sono le ultime ramificazioni della rete e distribuiscono l'acqua direttamente, o a mezzo di fossetti, ad ogni singolo appezzamento.

I fossi di scolo hanno l'ufficio di raccogliere e di portar via le acque eccedenti il bisogno e qualche volta funzionano da adacquatrici per i terreni situati più bassi. Le acque di scolo vengono immesse in un *colatore principale* che le trasporta fuori del terreno irrigato, per utilizzarle all'irrigazione di altro fondo, oppure per esitarle.

La distribuzione più conveniente dei suddetti canali componenti una rete d'irrigazione viene determinata tenendo presente la *disposizione altimetrica del suolo*, l'*estensione e la conformazione di questo*, *il luogo dove arriva il canale principale e la natura della coltivazione*.

Nel caso che il terreno presenti pendenza uniforme i canali distributori seguiranno le linee di livello, mentre le adacquatrici correranno normalmente ad essi; cosicchè il terreno verrà suddiviso in parti all'incirca rettangolari. Nel caso che il terreno sia ondulato e non sia conveniente regolarizzarne il livello con opportuni lavori, si disporranno i fossi a lievissima pendenza e secondo le curve orizzontali, in maniera che l'acqua del fosso più elevato raggiunta in esso la massima altezza possa scorrere in un velo regolare sul terreno per andare a riempire il secondo, poi il terzo fosso e così via, sino a raggiungere il colatore sistemato nella parte più bassa del terreno.

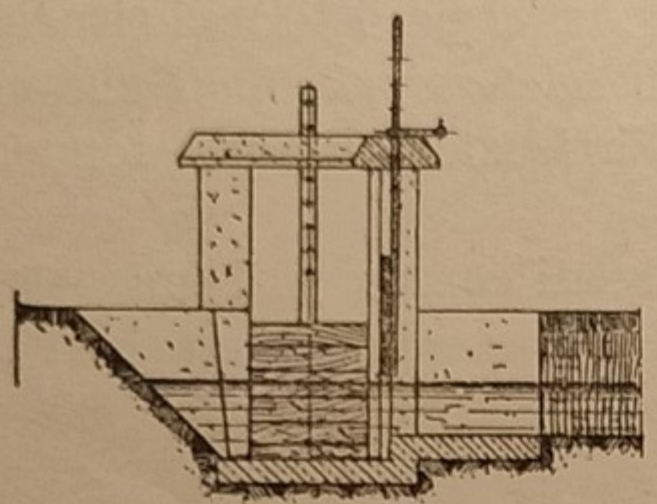
Le sezioni dei diversi canali componenti una rete d'irrigazione decrescono gradatamente col diminuire della loro portata (ramificandosi da valle a monte), mentre aumenta la loro pendenza. La pendenza longitudinale dei canali d'irrigazione principali è generalmente compresa fra m. 0,20 ÷ 0,50 per chilometro, mentre quella dei piccoli canali è tra m. 0,60 ÷ 0,80 per chilometro.

L'acqua occorrente all'irrigazione dei terreni si misura a volume. L'unità di misura dell'acqua fluente è il *modulo* che il vigente codice italiano (art. 622) definisce » *un corpo d'acqua che scorre nella costante quantità di l.* 100 *al minuto secondo*, e *si divide in decimi, centesimi e millesimi* » (*).

Dicesi *competenza* la quantità *continua* d'acqua di cui abbisogna ogni ettaro di terreno coltivato e nei periodi dell'anno in cui si fa l'irrigazione. La competenza varia con la natura dei terreni (i *compatti*, gli *argillosi*, ed i *marnosi* assorbono difficilmente l'acqua e difficilmente la perdono; i *terreni forti* assorbono moderatamente l'acqua ed i *terreni leggeri* e *sabbionici* la bevono con facilità) e con la qualità delle coltivazioni.

(*) In diverse regioni d'Italia sono ancora in uso le misure antiche, alle quali si connettono particolari forme e dimensioni della luce modulare sottoposta ad un determinato battente.

Richiedono maggior volume d'acqua le piante che si coltivano per ricavarne la foglia. Le piante da frutto non debbono irrigarsi non appena s'inizia la loro fioritura e la loro fruttificazione, e tutt'al più alle piante che cominciano a fruttificare si faranno degli adacquamenti con limitatissimi volumi d'acqua e a maggiori intervalli di tempo. I prati naturali od artificiali abbisognano di abbondanti irrigazioni. In generale i terreni a coltivazione mista abbisognano di l. 0,80 ÷ 1,60 al 1″; le risaie l. 1,25 ÷ 5/1″; le marcite l. 35 ÷ ÷ 45/1″ e sempre in relazione alla natura del terreno. Durante l'innaffiamento un ettaro di prato irriguo richiede, ogni 10 ÷ 14 giorni, l. 10 ÷ 15 d'acqua; un ettaro di orto richiede, per un periodo di sei ore, ogni 6 ÷ 8 giorni, l. 15 ÷ 20. La quantità degli scoli si può valutare in ragione di 1/3 dell'acqua impiegata per i terreni poco assorbenti ed argillosi e in ragione di 1/8 per i terreni ghiaiosi e sabbiosi.



Sezione *A-B-C*.

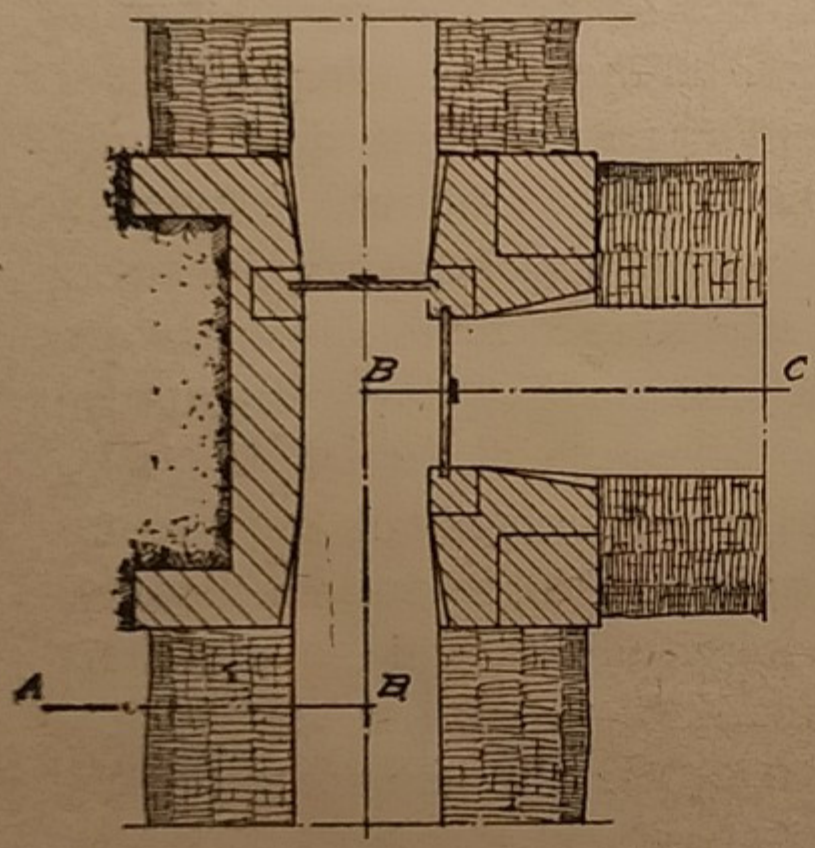


Fig. 242.

L'immissione dell'acqua dal canale principale nei conduttori e da questi nei distributori, si fa per mezzo di apposite *chiaviche* munite di paratoie e se occorre misurare con precisione la quantità d'acqua data al canale principale si dovrà avere l'*edificio di consegna* provvisto del modulo di misura. Le prese dei canali distributori si fanno preferibilmente con piccole chiaviche in muratura (vedi fig. 238 *c*) e talora con semplici chiaviche in legname. In ogni caso quando la paratoia è abbassata viene attraversata da una bietta di ferro con lucchetto a chiave, per assicurarla nella voluta posizione. Nel caso che l'altezza d'acqua di un canale distributore non sia sufficiente per fare a pelo libero la derivazione in altro canale, si potrà produrre il necessario *invaso* disponendo una paratoia attraverso al canale distributore e vicino alla chiavica di presa (vedi fig. 242).

Fra i più perfetti moduli di misura ricordiamo quello studiato dall'Ing. Cipolletti e adottato pel canale Villoresi. Esso consiste in una vasca rettangolare scoperta, lunga d'ordinario m. 15 ÷ 24 e larga m. 4 ÷ 12 che comunica col canale dispensatore a mezzo di una o più porte regolate da paratoie. Sulla sponda opposta alle paratoie vi è la bocca misuratrice dell'acqua che passa nel canale

conduttore oppure distributore. Essa è costituita da uno stramazzo libero (vedi fig. 243) di forma trapezia ed a coefficiente costante. La larghezza della base inferiore può essere qualunque ed in ogni caso deve superare tre volte l'altezza dell'acqua stramazzante. I lati del trapezio presentano l'inclinazione di 1/4 per 1 e la maggiore portata dello stramazzo per effetto delle sponde inclinate compensa la contrazione che si avrebbe sulle sponde verticali. Perciò rimane solo la contrazione al fondo che può ritenersi praticamente costante per lame d'acqua alte m. 0,08 ÷ 0,60. (*)

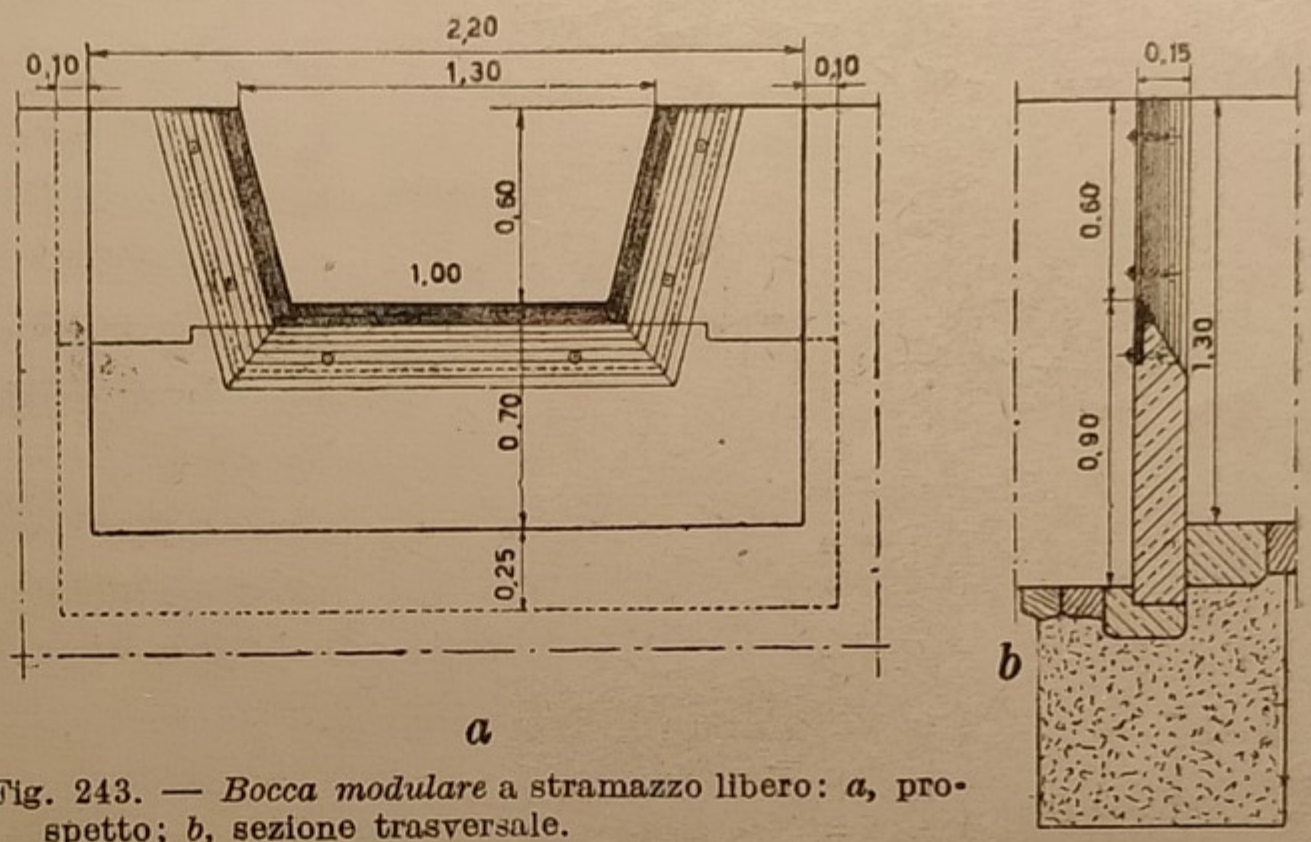


Fig. 243. — *Bocca modulare* a stramazzo libero: *a*, prospetto; *b*, sezione trasversale.

Le varie parti dell'edificio misuratore debbono essere eseguite a regola d'arte; la soglia dello stramazzo dev'essere piana ed orizzontale. Lo smusso delle pareti all'ingiro dev'essere tagliato a scarpa 2 ÷ 3/1. La parete dello stramazzo è formata da lastre di bevola guernite da contorno di ghisa perfettamente piallato ed a spigolo vivo.

In un pozzetto laterale comunicante con la vasca trovasi un idrometro per misurare con esattezza il livello dell'acqua.

L'irrigazione dei terreni può farsi per *scorrimento*, per *sommersione* e per *imbibizione*.

Il metodo d'irrigazione per scorrimento conviene generalmente ai prati irregolari, a quelli disposti a spianate (senza però presentare le inclinazioni a versanti), alla marcite, ecc. Questo metodo consiste nel far scorrere l'acqua a

---

(*) Ricordiamo che uno stramazzo deve soddisfare alle condizioni che l'acqua vi arrivi con velocità uniforme senza essere agitata; la vena liquida si deve distaccare dalla parte inferiore dello stramazzo, in modo che l'aria vi possa circolare liberamente al disotto. La soglia dello stramazzo deve trovarsi più alta del fondo del canale e cioè almeno 3 volte l'altezza della lama ed i lati devono distare dalle pareti almeno due volte l'altezza stessa. La larghezza dello stramazzo dev'essere 3 ÷ 4 volte l'altezza della lama d'acqua. La velocità d'arrivo dell'acqua dev'essere molto piccola (m. 0,15 ÷ 0,20/1″). L'altezza del pelo d'acqua sulla soglia dev'essere presa a non meno di m. 3 a monte e lo spessore della lama dev'essere accertato entro determinati limiti.

guisa di velo continuo sulla superficie del terreno. In montagna, in collina ed in genere in terreni aventi una discreta pendenza in un dato senso si potranno disporre i canaletti distributori secondo le linee di massimo pendio (vedi fig. 244) che alimentano una serie di piccoli fossi o adacquatrici che seguono all'incirca le linee di livello del terreno, affinchè l'acqua possa estendersi successivamente su ciascuna zona di terreno compresa fra due adacquatrici prossime. In tal modo le adacquatrici funzioneranno contemporaneamente da colatori della zona immediatamente superiore di terreno. La distanza delle adacquatrici può essere compresa fra m. 5 ÷ 40, secondochè il terreno presenti più o meno pendenza e permeabilità.

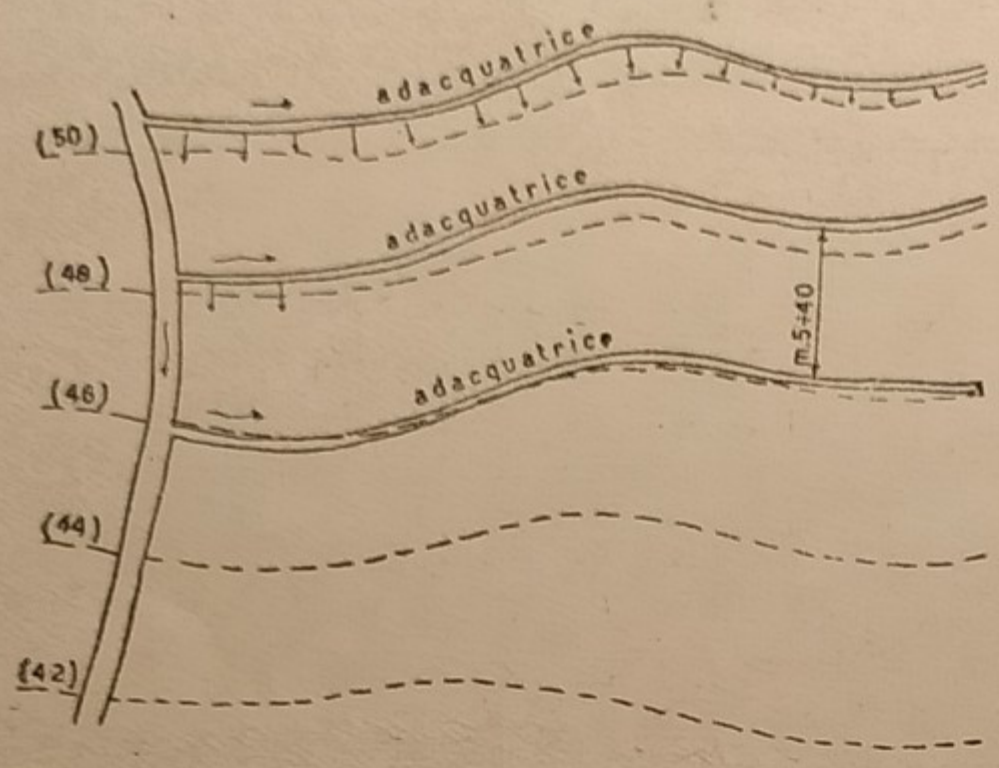


Fig. 244.

L'irrigazione dei prati regolari disposti ad ali o a versanti (cioè a superfici piane oppostamente inclinate da comprendere tante linee di colmo ed altrettante di compluvio), si può fare agevolmente per scorrimento. Secondo le linee di colmo si stabiliranno le adacquatrici mentre secondo le linee di compluvio si stabiliranno i colatori (vedi fig. 245). Tanto le adacquatrici quanto i colatori devono presentare un andamento rettilineo e secondo l'inclinazione del terreno naturale. La larghezza delle ali è generalmente di m. 6 ÷ 12 e la lunghezza è di m. 40 ÷ 90. La pendenza delle ali sarà del 2,5 ÷ ÷ 3 % per le marcite, dell'1 ÷ ÷ 1,5 % per i prati irrigui e del 0,2 ÷ 0,3 % per i terreni avvicendati. La pendenza delle adacquatrici si tiene compresa fra 0,5 ÷ 0,8 %.

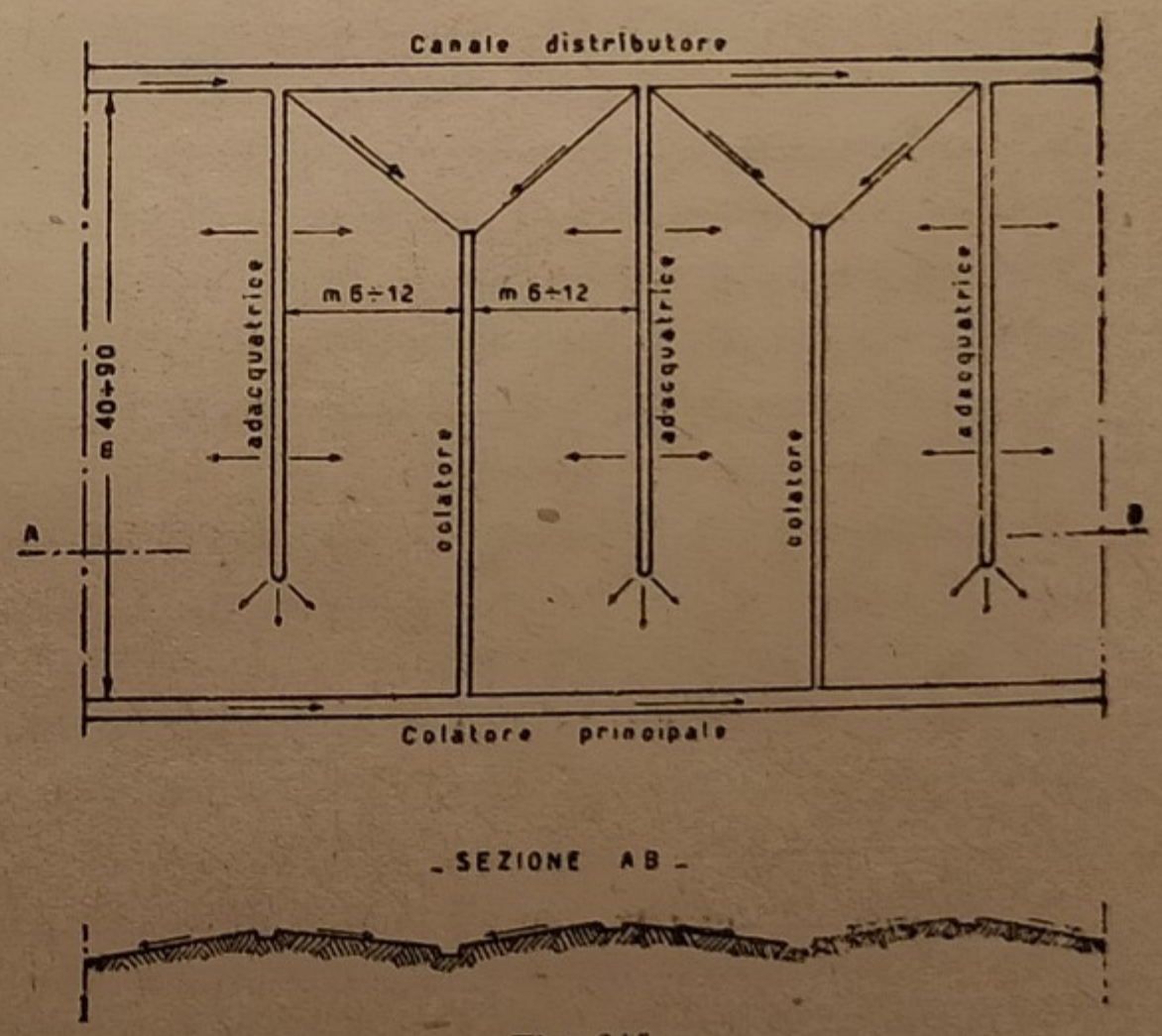


Fig. 245.

Il metodo d'irrigazione per sommersione è particolarmente utilizzato per le risaie. Esso si pratica racchiudendo le diverse zone di terreno, rese pressochè

orizzontali, con arginelli di terra, in maniera che l'acqua possa successivamente stendersi su ciascun compartimento o *piane* di terreno e stazionarvi per un certo tempo. Le piane avranno la forma all'incirca rettangolare o trapezia, per facilitare maggiormente i lavori di sistemazione, e il terreno dovrà presentare una piccolissima pendenza affinchè lo strato d'acqua, alto al massimo cm. 30, abbia all'incirca la stessa altezza in ogni punto. Gli arginelli principali o *lunghini* (vedi fig. 246) sono quelli stabili, tracciati piuttosto regolari e secondo la direzione dei solchi che segue generalmente il pendio del terreno. Gli arginelli aventi una direzione trasversale ai precedenti, chiamati perciò *traversi*, sono meno regolari, instabili e cioè si rompono arando la risaia e perciò si debbono ricostruire ogni anno. Gli arginelli sono alti m. 0,30 ÷ 0,40, sono larghi in sommità m. 0,30 ÷ 0,50 e servono di passaggio ai coltivatori. L'acqua s'immette dal canale distributore nelle piane più elevate e da queste si fa passare successivamente nelle piane inferiori attraverso bocchelli aperti negli argini, finchè va a raccogliersi nel canale colatore situato nella zona più bassa.

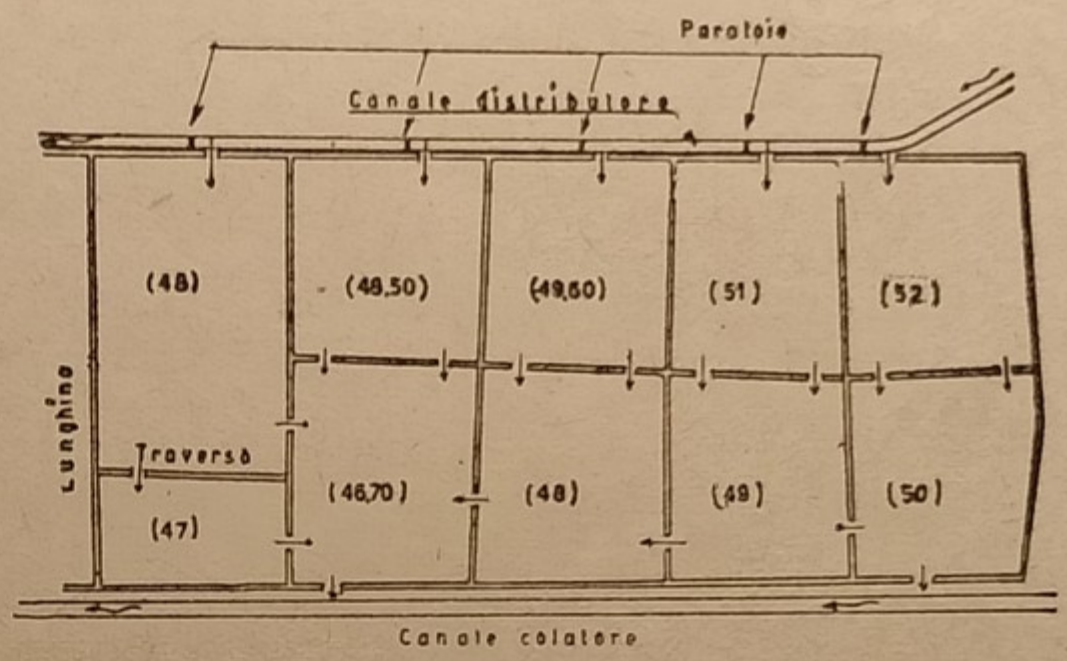


Fig. 246.

Il metodo d'irrigazione per imbibizione od infiltrazione si utilizza generalmente per i terreni foggiati a porche o a strette aiuole (orti, giardini), facendo scorrere in queste l'acqua. Questo metodo è conveniente soprattutto nei casi in cui l'acqua non è abbondante. L'acqua viene immessa nei solchi attraverso bocchette aperte nelle successive adacquatrici che corrono trasversalmente ai solchi stessi e vi staziona finchè la terra delle aiuole l'abbia completamente assorbita

Per i piccoli poderi che non hanno bisogno di irrigazione continua, si assegna a ciascun utente tutto il corpo d'acqua per un numero limitato di ore.

Dicesi *turno o ruota* il numero dei giorni che intercede fra un'irrigazione e l'altra; mentre dicesi *orario* il numero di ore durante le quali si dà l'acqua ad ogni utente per ogni turno.

Se indichiamo con q la portata continua d'acqua che compete a ciascun utente, con Q la portata saltuaria equivalente a quella continua del canale distributore, t il tempo, in ore, necessario affinchè un utente possa godere detta portata Q, ed R il turno o ruota, dovrà verificarsi la seguente eguaglianza:

$$Q\,(\mathrm{m^3/1''}) \times t\,(\mathrm{ore}) \times 3600' = q\,(\mathrm{m^3/1''}) \times R\,(\mathrm{giorni}) \times 24^{h} \times 3600'';$$

dalla quale si ricava

$$q = \frac{Q \times t}{24 \times R}. \qquad (1)$$

L'equazione (1) permette di determinare una delle quattro quantità che vi figurano, quando siano note le altre tre.

Indicando con c il costo unitario dell'acqua per ogni modulo (l. 100) e con C il costo della concessione per la competenza di q moduli, avremo:

$$C = c \cdot q \qquad (2)$$

Sostituendo nella (2) il valore della (1) otterremo:

$$C = c \cdot \frac{Q \cdot t}{24 \cdot R}. \qquad (3)$$

Il *costo orario* $\frac{C}{t}$ di una data concessione sarà dunque:

$$\frac{C}{t} = \frac{c \cdot Q}{24 \cdot R}. \qquad (4)$$

Esempi. — Come applicazioni delle precedenti formule risolviamo i seguenti problemi.

1°) *Un utente che ha diritto al volume d'acqua di* 4 *moduli per* 9 *giorni, col turno di* 12 *giorni, vuol trasformare quest'uso periodico in diritto continuo. A quanti litri d'acqua avrà diritto?*

Essendo:

Q = moduli 4,
$t = 24 \times 9$ ore (orario),
R = 12 giorni (ruota),

applicando l'equazione (1) avremo:

$$q = \frac{Q \times t}{24 \times R} = \frac{4 \times 24 \times 9}{24 \times 12} = \text{moduli } {}^{3}/_{1}'' = l\ 300/1''.$$

2°) *Un utente paga L.* 6000 *per l'uso di* 10 *moduli d'acqua durante* 5 *giorni consecutivi, ad intervallo di* 12 *giorni. Quanto verrà a pagare a modulo?*

Essendo:

C = L. 6000 (costo della concessione)
Q = moduli 10,
$t = 24 \times 5$ ore (orario),
R = 12 giorni (ruota),

dall'equazione (3) ricaveremo il costo unitario c:

$$c = \frac{24 \cdot R \cdot C}{Q \cdot t} = \frac{24 \times 12 \times 6000}{10 \times 24 \times 5} = \text{L. } 1440.$$

3°) *Un utente paga L. 60 all'ora per l'uso di un canale di 5 moduli al prezzo di L. 1500 al modulo. Quale sarà il turno che gli dovrà essere assegnato?*

Essendo:

$$\frac{C}{t} = \text{L. 60 (costo orario)},$$
$$c = \text{L. 1500 (costo di ogni modulo)},$$
$$Q = \text{moduli 5},$$

applicando l'equazione (4):

$$\frac{C}{t} = \frac{c \cdot Q}{24 \cdot R}$$

avremo:

$$60 = \frac{1500 \cdot 5}{24 \cdot R}.$$

Perciò sarà:

$$R = \frac{1500 \cdot 5}{24 \cdot 60} = \text{giorni } 5\,\frac{5}{24} = \text{giorni } 5 + \text{ore } 5.$$

Canali di bonifica. — *Generalità.* - Col nome generico di *bonifica* o di *bonificazione* intendiamo tutto un complesso di lavori e di opere che è necessario per rendere coltivabili e salubri estese zone di terreni, rimaste improduttive e malsane dal ristagno delle acque.

L'opera di bonifica, propriamente detta, comprende i lavori e le costruzioni che si eseguiscono allo scopo di ottenere lo smaltimento delle acque. Lo smaltimento delle acque si può ottenere o attraverso *canali in terra*, chiamati volgarmente *colatori*, o col *sollevamento meccanico* delle acque, o *rialzando progressivamente il terreno paludoso* mediante il limo trasportato dalle torbide di un corso d'acqua vicino, oppure utilizzando in modo opportuno alcuni dei detti sistemi riuniti (*sistema misto*); od, infine, ricorrendo talora a *sistemi speciali*, per esempio facendo comunicare gli stagni direttamente col mare affinchè si abbia un ricambio giornaliero delle acque durante le alte e le basse maree.

Pertanto si hanno i seguenti sistemi di bonifica:

1) *Bonifica per scolo naturale delle acque (prosciugamento per azione della gravità)*,
2) *Bonifica per sollevamento meccanico*,
3) » *per colmate*,
4) » *a sistema misto*,
5) » *speciale*.

La scelta del sistema è subordinata alle speciali condizioni e alla situazione del terreno paludoso rispetto ai corsi d'acqua naturali od artificiali, nonchè alla convenienza economica di eseguire i necessari lavori onde ottenere il

doppio scopo igienico ed agricolo (*bonifica integrale*), oppure di far prevalere lo scopo agricolo su quello igienico e viceversa.

Nel caso, meno frequente, che si voglia trascurare lo scopo igienico ed ottenere soltanto quello agrario, la esecuzione della bonifica sarà subordinata alla sola convenienza economica.

Ci occuperemo soltanto dei primi tre sistemi di bonifica che sono quelli più utilizzati nella pratica.

1) *Bonifica per scolo naturale delle acque.* - Si ricorrerà a questo sistema quando il terreno paludoso è prossimo ad un corso d'acqua (*recipiente di scarico*) situato ad un livello più basso, in maniera da collegarlo a questo con opere economiche e durevoli così da permettere uno smaltimento regolare delle acque stagnanti.

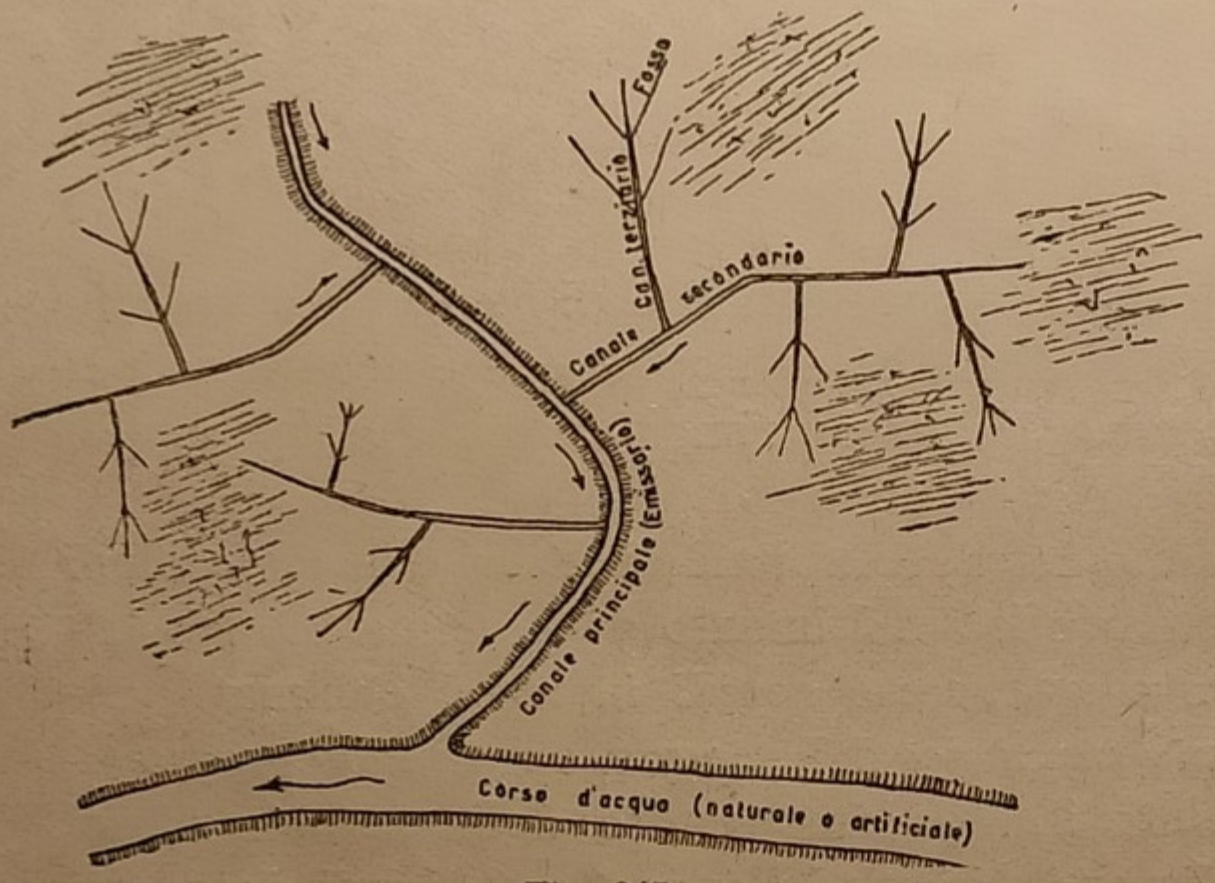


Fig. 247.

Le opere da eseguire sono le *canalizzazioni* o *scoli* e le *chiaviche*. Le canalizzazioni debbono seguire le linee più depresse del terreno e comprendono (vedi fig. 247) il *canale principale* od *emissario*, che corre lungo la linea più bassa della zona; i *canali secondari* che suddividono la zona da bonificare in tante *plaghe* e trasportano le acque di queste nel canale emissario; i *canali terziari* che sono ramificazioni dei canali secondari. Talvolta ciascun canale terziario protende ulteriori ramificazioni di *quarto* ed anche di *quinto ordine* che possono consistere in semplici fossetti scoperti o in tubazioni posati a secco ed aventi le giunzioni permeabili all'acqua.

La portata dei canali di scolo aumenta da monte a valle, per cui dovrà pure aumentare la loro sezione trasversale, mentre dovrà diminuire la pendenza di fondo. Inoltre la pendenza dei canali di scolo deve seguire possibilmente quella del terreno naturale.

Lo studio di un progetto di bonifica a scolo naturale comprende anzitutto l'esatto rilevamento topografico del *comprensorio*, cioè del terreno da bonificare, che poi verrà tradotto, a tavolino, in piante a curve di livello con equidistanza piccola (generalmente m. 0,20 ÷ 0,30).

Si dovrà poi eseguire una livellazione precisa di tutti i corsi d'acqua esistenti entro o presso i confini della zona da bonificare; si dovranno raccogliere tutti i dati del regime idrometrico del comprensorio, si dovranno fare per lungo tempo e in diversi punti dell'emissario le osservazioni delle altezze dell'acqua. Infine si dovranno praticare dei pozzetti d'assaggio (*terebrazioni*) per avere una idea esatta della natura del sottosuolo e prevedere di quanto si abbasserà il terreno a causa del prosciugamento.

Per determinare la portata di un canale di scolo si potrà considerare la quantità d'acqua caduta in un giorno più piovoso di un lungo periodo di tempo, supponendo che il canale debba smaltire tutta l'acqua raccolta in un certo numero di ore (generalmente 24 o tutt'al più 36 ore) tenendo presenti le perdite d'acqua caduta per evaporazione, per filtrazione e il fenomeno d'immagazzinamento dell'acqua lungo il canale, cioè quello dovuto al ritardo nel lasciar defluire tutta la portata prima di riempirsi d'acqua.

La perdita per evaporazione, infiltrazione e riempimento dei cavi, praticamente può ritenersi, al massimo, del 50 % dell'acqua piovuta.

Indicando con Q la portata massima, in m^3, del bacino di scolo, con S la superficie, in m^2, del bacino scolante, con h, in m., l'altezza totale di caduta d'acqua durante una pioggia, con f il rapporto tra il volume d'acqua defluente dal terreno nel tempo t e quello caduto, e con t il tempo, in secondi, occorrente affinchè l'acqua caduta giunga al canale, lo metta in istato di piena e si smaltisca, il prof. Nazzani suggerisce la seguente formula:

$$Q = f \cdot \frac{S \cdot h}{t}.$$

Il coefficiente f può prefissarsi grossolanamente eguale, almeno, a 0,60 ÷ 0,80. Nel caso speciale che il terreno sia già inzuppato da piogge prolungate, e perciò le perdite per evaporazione ed infiltrazione si possano trascurare, si potrà assumere $f = 1$. In ogni caso si tenga presente che il coefficiente f varia con l'estensione e la conformazione del bacino (che può essere pianeggiante o a forti declivi) e col grado di permeabilità del suolo e del sottosuolo.

Con la scorta della pianta a curve di livello si fisserà il punto di sbocco del collettore delle acque basse, tenendo presente la norma importante che si può anche assegnare all'emissario un percorso più lungo del necessario per conseguire una buona sfociatura delle acque. Sulla carta a curve di livello si tracceranno le linee di compluvio, generale e secondarie, e quelle di displuvio, per definire in via di massima la posizione dei canali di scolo. A queste posizioni dei canali si dovranno poi apportare alcune modifiche che ci verranno suggerite da certe esigenze agricole, economiche, dagli esistenti corsi d'acqua, ecc. Per ottenere

poi una bene organizzata rete di scoli sarà opportuno dirigere il canale emissario verso il centro di gravità del comprensorio.

Il piano di fondo di un canale si stabilisce in base alla pendenza ed alla quota del punto di scarico, tenendo presente che un terreno patisce di scolo allorchè l'acqua entro i canali di scolo, durante il periodo piovoso, si trovi a meno di m. 0,60 sotto il piano di campagna, trattandosi di prati e pascoli, di m. 0,80 per coltivazioni o per arborati di essenze dolci, di m. 1 per arborati di essenze forti e sempre nel caso di terreno sciolto. Se poi trattasi di terreno forte ed irrigato le suindicate quote (*franchi*) dovranno aumentarsi di m. 0,10 ÷ ÷ 0,20.

La sezione dei canali di scolo deve dar luogo ad una sufficiente velocità dell'acqua anche durante i periodi di magra; perciò la larghezza del fondo del canale si fa piccola rispetto all'altezza ma non mai minore di m. 0,50. Le scarpe avranno una dolce inclinazione e cioè per le terre forti, d'alluvione, sciolte e sabbiose, si assumeranno rispettivamente i valori 1/1, 3/2, 2/1, 5/2 ÷ 3/1. In tal modo il canale potrà funzionare bene anche nelle grandi portate.

Se il canale è lungo, la larghezza della sua sezione si dovrà aumentare via via, procedendo da monte a valle. Praticamente si potrà assegnare un aumento di m. 0,25 per volta, immaginando di dividere la lunghezza del canale in tanti tronchi.

Per i colatori minori si adottano pendenze di m. 1 ÷ 0,50/Km.; per i colatori secondari le pendenze si riducono a m. 0,40 ÷ 0,20/Km. e quelle dell'emissario variano fra m. 0,15 e m. 0,05 per Km. La velocità media dell'acqua, corrispondente alla massima portata, è di m. 0,50 ÷ 0,60/1″ nei colatori secondari, e di m. 0,20 ÷ 0,30/1″ negli emissari.

Se il pelo d'acqua nel colatore è superiore al pelo d'acqua del ricevente anche nei periodi di piena, lo sbocco sarà *libero*; mentre se le plaghe da prosciugare non possono avere tutte, od in parte, un deflusso al disopra del ricevente, sarà necessario munire lo sbocco di una *chiavica*. Le luci di una chiavica debbono chiudersi quando il livello delle acque del ricevente supera quello del colatore. In questo caso per evitare che le acque del colatore, che non trovano sfogo, sormontino la sezione del canale nei punti più depressi della campagna, in detti punti dovranno costruirsi degli argini alti tanto da raggiungere la parte più elevata della campagna. Quando sia necessario si muniranno pure di chiaviche gli sbocchi dei colatori secondari, se questi canali sono pure muniti di arginelli o se risultino sufficientemente incassati.

Se la campagna pende sensibilmente verso lo sbocco, affinchè a chiavica chiusa le acque scolanti dai terreni superiori non allaghino quelli inferiori, occorrerà separare le acque di scolo dei terreni più alti e superanti le acque di piena

del ricevente, dalle acque di scolo dei terreni più bassi, dando alle prime uno sbocco libero ed alle seconde uno sbocco munito di chiavica con sufficienti arginature.

I colatori dei terreni più bassi (*colatori intermittenti*), oltre ad essere capaci di smaltire tutta la portata in epoca di deflusso, debbono pure immagazzinare e contenere tutta l'acqua che cade nel comprensorio in epoca di chiusura delle chiaviche.

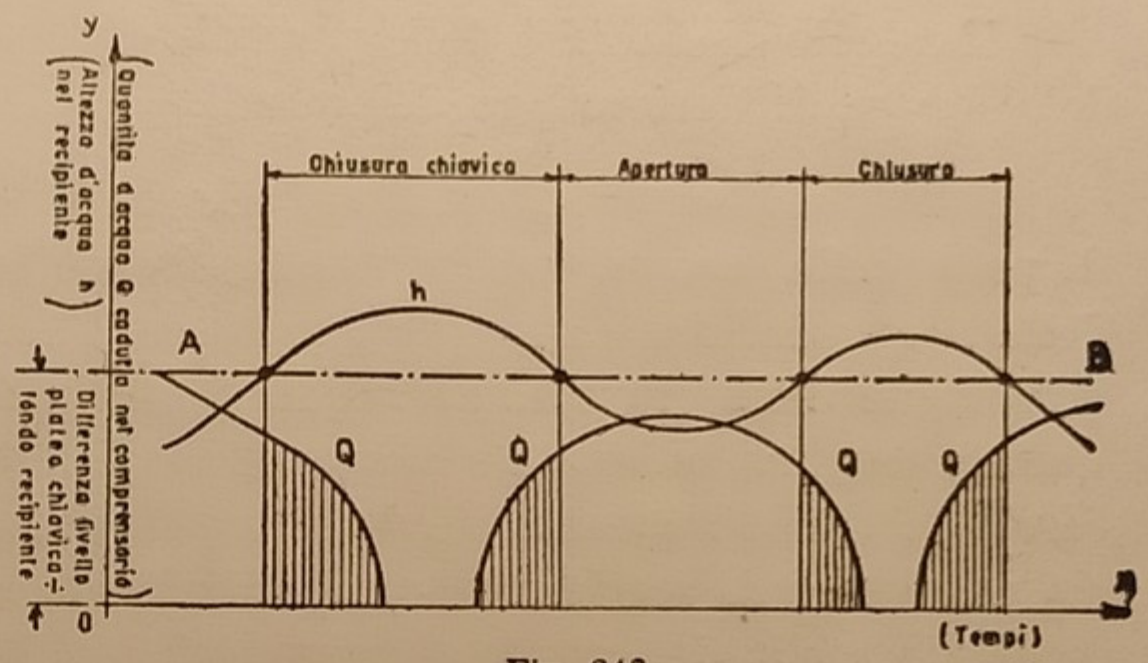


Fig. 248.

Questa capacità dei colatori intermittenti può determinarsi graficamente costruendo (vedi (fig. 248) due diagrammi sovrapposti aventi per comuni ascisse i *tempi*. Le ordinate di uno dei due diagrammi rappresentano le altezze h di acqua nel recipiente (*diagramma idrometrico*) e le ordinate dell'altro diagramma (*diagramma udometrico*) rappresentano le quantità d'acqua Q caduta nel comprensorio nel corrispondente intervallo di tempo. Tracciando la retta A-B parallela all'asse delle X e a quell'altezza equivalente alla differenza di livello della platea della chiavica sul fondo del recipiente, essa intersecherà il diagramma idrometrico in punti che segnano i *limiti di apertura* e *di chiusura della chiavica*. Le verticali tracciate per detti punti staccheranno dal diagramma udometrico, in corrispondenza degli intervalli di chiusura, le aree che rappresentano la capacità del canale a scolo intermittente.

Le paratoie delle piccole chiaviche possono essere del tipo verticale, manovrabili a mano, oppure del tipo a bilico che si aprono e si chiudono automaticamente. Nelle grandi chiaviche si adottano i portoni di chiusura formati da due battenti ad angolo (porte vinciane delle conche), e ogni chiavica può comprendere più luci divise da pile intermedie. I portoni si aprono verso fiume, affinchè quando questo è in magra le acque del canale favoriscano l'apertura dei battenti. Quando invece il fiume è in piena la prevalenza di pressione delle sue acque su quella del canale favorirà la chiusura dei battenti stessi.

La chiavica deve collocarsi ad una distanza di circa m. 50 dal fiume affinchè non risenta l'effetto delle corrosioni di sponda. Il tratto di canale che sussegue la chiavica dev'essere espurgato dagli interrimenti che vi apporta il fiume con le sue piene. La luce della chiavica si fa circa metà della sezione del canale e si calcola come luce a stramazzo rigurgitato, in modo che a paratoie alzate, e sotto un carico d'acqua eguale alla differenza fra la massima altezza d'acqua nel

canale (che non deve produrre inondazione nei terreni prossimi) e la massima altezza di piena del ricevente, possa smaltire la massima portata del canale in un tempo prefissato e prima che sopravvenga un altro periodo di chiusura (onde evitare una sovrapposizione d'acqua nel canale in due periodi successivi di chiusura delle paratoie).

Il calcolo di stabilità delle paratoie è già stato accennato a pag. 295 parlando delle opere di derivazione dei canali.

2) *Bonifica per sollevamento meccanico.* - Si ricorre a questo sistema quando il pelo delle acque, nel punto di sbocco del collettore, trovasi più basso delle acque del ricevente, per cui lo scolo delle acque non può più effettuarsi per azione della gravità. Le acque si fanno affluire in prossimità del ricevente, quindi vengono sollevate e scaricate nel ricevente stesso a mezzo di un *impianto idrovoro.* Quest'impianto dev'essere preceduto da una *vasca d'arrivo* e seguito da una *vasca di scarico*, entrambe di forma rettangolare, di larghezza doppia o tripla di quella del canale d'arrivo e di lunghezza eguale almeno alla larghezza, affinchè siano ridotti al minimo possibile gli effetti della chiamata allo sbocco e del rigurgito. La profondità della vasca d'arrivo sarà di cm. 50 più del collettore ed in prossimità dell'impianto idrovoro tale profondità raggiungerà m. $1 \div 1{,}50$.

Affinchè la spesa per il sollevamento meccanico risulti minima, occorrerà che sia minimo il lavoro per sollevare la portata Q dell'ultimo collettore a quell'altezza necessaria per scaricarla nel ricevente.

Nell'ipotesi più sfavorevole che il terreno da bonificare sia più basso del pelo d'acqua nel ricevente, indicando con H la *prevalenza* del pelo d'acqua nel ricevente sul terreno da bonificare, con h' la caduta necessaria per addurre gli scoli del terreno al punto dove funzionano le macchine, con h'' la caduta necessaria per lo scarico delle acque dalle macchine nel ricevente, l'altezza totale necessaria per scaricare l'acqua nel ricevente sarà data da $H + h' + h''$. Il lavoro meccanico relativo al sollevamento della portata Q all'altezza $H + h' + h''$ sarà perciò:

$$\frac{1000\, Q\, (H + h' + h'')}{75} \text{ (in } C.V.\text{).}$$

Indicando con P questa potenza effettiva e con η il coefficiente di rendimento delle pompe (η è un coefficiente che varia fra $0{,}5 \div 0{,}6$ per le pompe comuni e fra $0{,}7 \div 0{,}8$ per le pompe centrifughe munite di diffusore e multiple), la potenza motrice N termica od elettrica necessaria all'impianto idrovoro sarà data dalla relazione:

$$\eta \cdot N = P = \frac{1000\, Q\, (H + h' + h'')}{75},$$

da cui si ricava:

$$N = \frac{1000\,Q\,(H + h' + h'')}{\eta\,75}.$$

Per rendere minima questa potenza bisognerà ridurre la portata Q, da sollevarsi meccanicamente, a quella sola parte degli scoli che non possono trovare uno sbocco naturale, anche solo intermittente; ripartire, possibilmente, l'estrazione meccanica in varî punti convenientemente distribuiti nelle diverse zone da bonificare, onde risulti più piccolo che sia possibile il dislivello H; assegnare ai canali adduttori la minima lunghezza e la minima pendenza possibile affinchè risulti minimo h'; scegliere opportune posizioni per l'impianto delle macchine per rendere minima la lunghezza e la pendenza dei canali di scarico nel ricevente, affinchè risulti minimo h''.

Trattandosi di piccole bonifiche il sollevamento meccanico potrà farsi con una delle seguenti macchine: *noria*, *ruota idraulica*, *pompa azionata a mano o meccanicamente*, ecc. Per bonifiche di una certa estensione si dovranno utilizzare le *pompe* azionate meccanicamente da *caldaie a vapore*, da *turbine* o *motori a gas* e da *motori elettrici*. Se il comprensorio abbisogna di diverse macchine idrovore si cercherà di utilizzare l'energia elettrica prodotta da una centrale da cui partiranno le distribuzioni alle diverse stazioni di macchine idrovore. Si cercherà sempre d'impiegare macchine idrovore poco costose e di elevato rendimento. Si tenga presente che l'energia elettrica può essere impiegata anche per usi agricoli (aratura, specialmente dei terreni argillosi compatti, macchine agricole in genere, come trebbiatrici, sgranatrici, trinciaforaggi, ecc.), specialmente nella stagione estiva durante la quale si spreca minor energia per sollevare piccole quantità d'acqua. Perciò l'elettrificazione degli impianti idrovori, in generale, si renderà utile per risolvere i due problemi *idraulico* ed *agricolo* e rappresenterà un tornaconto nella spesa d'impianto della bonifica.

3) *Bonifica per colmate.* — L'innalzamento dei terreni bassi per mezzo delle acque torbide si può ottenere o col sistema a *fiume aperto* o col sistema a *fiume regolato*. Col primo sistema si fa sboccare il fiume con tutto il suo corpo d'acqua nella palude attraverso ampie aperture che siano anche capaci d'impedire un soverchio alzamento. Per evitare poi che l'acqua si estenda ed invada i terreni asciutti confinanti si dovrà recingere la palude di arginatura. Col secondo sistema si prende dal fiume una sufficiente quantità d'acqua torbida attraverso una luce libera o regolata da chiavica.

Per colmare i terreni bassi si possono scavare molteplici fossi nei quali penetrano le acque melmose che vi depongono la torbida. Il limo depositato nei fossi viene poi trasportato da altre acque melmose nel terreno circostante.

Oppure si possono far stazionare le acque torbide nel terreno da bonificare affinchè vi depositino la belletta, per poi restituire al corso d'acqua le acque chiarificate.

Se oltre ad alzare il terreno si deve tendere a migliorarlo, dovremo tenere presente che la torbida più abbondante, sabbiosa e sterile, si trova verso il fondo del corso d'acqua; mentre quella più scarsa, limosa e fertile, si trova presso la superficie.

La zona da bonificare (*bacino* o *cassa di colmata*) si deve cingere all'intorno con arginatura valida a contenere integralmente le acque di una piena, che sarà quella massima se la derivazione avviene a bocca libera. Se la derivazione si fa con chiavica l'argine dovrà contenere la maggiore altezza d'acqua che si voglia immettere durante i periodi di piena del fiume. Le terre al di fuori della cassa di colmata debbono trovarsi nelle condizioni di poter scolare a mezzo di colatori in un ricevente che generalmente conviene aprire lungo l'argine che circonda la cassa di colmata. Se il bacino è ampio converrà dividerlo in casse parziali, purchè si abbia disponibile un sufficiente volume di acque torbide ad ogni piena ordinaria. Le divisioni si otterranno con argini interni, che serviranno pure come vie di comunicazione, aventi una larghezza in sommità di m. $0{,}50 \div 1$ ed un franco sopra il livello di piena di m. $0{,}40 \div 0{,}60$. Gli argini perimetrali avranno invece una larghezza in sommità di m. $1 \div 1{,}50$.

Per regolare la colmata deve conoscersi la sua entità, plaga per plaga, e prevedere la disposizione dei colatori interni a lavoro compiuto. Per regolare razionalmente il lavoro della colmata si dovrà tenere presente il rilievo altimetrico esatto del terreno sotto bonifica, che dovrà aggiornarsi almeno ad ogni stagione di lavoro o due volte all'anno. Si dovranno tenere separate le acque basse dalle alte, le chiare dalle torbide; inoltre si renderanno possibilmente indipendenti gli scoli dai fiumi e si dovranno colmare prima i terreni superiori e poi gli inferiori.

La presa delle acque dal fiume si fa con adatto edificio a paratoie. Al canale derivatore si assegna una pendenza di m. $0{,}50 \div 2$/Km. e una velocità media piuttosto forte (almeno m. 1/1″) affinchè la corrente non possa dar luogo a depositi prima di giungere sulla cassa di colmata. Ai canali secondari, che si dipartono dal derivatore, si assegna una pendenza almeno di m. 0,30/Km.

La bonifica comprende pure la costruzione di opere idrauliche, quali le chiaviche (derivatrici ed emissarie) per lo smaltimento delle acque chiare, gli scaricatori a stramazzo, le tombe a sifone, i ponticelli, ecc. Le chiaviche derivatrici ed emissarie possono essere stabili o provvisorie, con paratoie ordinarie od automatiche come nelle opere di derivazione per l'irrigazione dei terreni.

Per determinare l'altezza H, in metri, da assegnarsi alle terre di colmata sopra il livello medio delle acque nel recipiente posto alla distanza d, in Km.,

misurata lungo il canale di scarico delle acque chiare, conoscendo l'altezza a del terreno esistente rispetto al pelo d'acqua allo sbocco del canale di scolo (altezza che sarà negativa o positiva secondochè il terreno è sopra o sotto il pelo d'acqua), si farà uso della seguente formula:

$$H = 0{,}15\,(d \mp 10\,a) + 2.$$

Il franco di m. 2, che figura nella suddetta formula, e che le terre debbono avere sulle acque ordinarie, tiene conto del costipamento e delle esigenze igieniche e agricole della zona (per le terre d'alluvione il costipamento è di $^1/_3$, perciò il franco si ridurrà a $\sim$ m. 1,33).

Un lavoro di colmata è da considerarsi compiuto quando il terreno ha raggiunto l'altezza H, precedentemente indicata, per cui le sue acque possono naturalmente scolare nel ricevente.

Per prevedere grossolanamente il tempo necessario affinchè si effettui una bonifica per colmata, occorre tener conto: 1° della quantità dei materiali solidi usufruibili per ogni m³ d'acqua derivata dal fiume (*coefficiente linimetrico o di torbidezza*, espresso in Kg/m³. In generale le acque portano in sospensione materiali in ragione del 0,74 ÷ 2 % del proprio volume); 2° del volume delle acque torbide derivabile mediamente in un anno; 3° del costipamento delle sedimentazioni e del terreno primitivo sottostante; 4° dell'andamento regolare dei depositi delle torbide da cui possono derivare altezze di colmate maggiori delle prefissate.

È difficile valutare tutte le suindicate condizioni e praticamente può ritenersi che un terreno possa sopraelevarsi al massimo di m. 0,10 ÷ 0,20 all'anno, se la colmata si svolge in modo regolare e continuo e sopra terreni non soffici. Spesso, però, l'altezza del deposito arriva appena a cm. 1 ÷ 2 all'anno, perchè la colmata non si svolge nelle migliori condizioni o perchè si è in presenza di terreni torbosi che sono soffici e perciò riducibili.

Canali navigabili. — I canali navigabili costituiscono le *idrovie* per il collegamento dei centri industriali e agricoli di una o più regioni. Essi formano un completamento di trasporto economico (*) della rete di strade ordinarie e ferrate di una nazione.

La tecnica dei canali navigabili studia, innanzitutto, i rapporti di interdi-

---

(*) Generalmente si ritiene che, a causa di alcuni vantaggi come di *rapidità*, di *regolarità*, ecc., che offrono le strade ferrate rispetto ai canali, il trasporto su questi ultimi possa soltanto convenire nel caso che il costo unitario di trasporto (tonn./Km.) sia minore di circa il 20 % di quello su strade ferrate.

pendenza che esistono tra il natante e la via d'acqua. Dai particolari rapporti di questi scaturisce principalmente l'economia del traffico dell'idrovia.

I canali navigabili sono alimentati da fiumi, da laghi o da serbatoi artificiali (*canali interni*) e qualche volta anche dalle acque del mare, quando pongono in comunicazione due mari od anche il mare con qualche città dell'interno (*canali marittimi*).

I canali navigabili sono di due specie: a *versante unico* e a *versante doppio*. I primi sono quelli che partono dal punto più elevato in cui si alimentano e scendono in un sol senso, seguendo una linea naturale di compluvio (*canali laterali*). I secondi, invece, scendono dal punto più elevato in cui si alimentano, dividendosi in due rami che seguono due opposte pendenze (*canali di partizione*).

Nello studiare un canale di navigazione interna si dovrà innanzitutto prefissare il tipo di natante che vi dovrà circolare, per passare poi a stabilire la grandezza della sezione liquida del canale stesso onde ottenere una certa velocità di marcia del natante. Per i canali interni la sezione liquida dovrà farsi almeno 4,5 volte più grande di quella della sezione bagnata del natante tipo, mentre per i canali marittimi tale valore dovrà corrispondere a 6, affinchè si possa ottenere una velocità di marcia di almeno 5 Km./ora. I suddetti valori riducono notevolmente la resistenza al moto del natante e a ciò vi contribuisce anche un'adatta forma della sezione del canale. Sperimentalmente è stato trovato che la sola forma della sezione del canale può provocare degli aumenti di resistenza che raggiungono talvolta il 21,5 %. Per ridurre al minimo il coefficiente di resistenza al moto la sezione del canale dovrebbe essere *rettangolare*. Ma questa esige le sponde rivestite di muratura, per cui praticamente si adotta la sezione trapezia in terra che è la più economica. Inoltre, a parità di altre circostanze la resistenza al moto diminuisce coll'aumentare della distanza tra il fondo della chiglia del natante ed il fondo del canale, cosicchè volendo ottenere una diminuzione della resistenza al moto converrà ampliare il canale nel senso della profondità anzichè nel senso della larghezza. Aumentando la profondità del canale diminuiscono le corrosioni dell'alveo, si favorisce la formazione e la conservazione di uno strato impermeabile ed è resa più difficile la vegetazione delle piante acquatiche.

Nello studiare un canale navigabile si dovranno fare, soprattutto, delle indagini intorno alla *permeabilità del terreno*, *all'idrologia sotterranea*, *alla disponibilità delle acque di alimentazione*, ecc.

I grandi canali moderni di navigazione si costruiscono generalmente a tronchi con fondo orizzontale, separati da un salto verticale in cui si costruisce la *conca di sostegno* (vedi pag. 311). Così operando lungo il canale non si avrà altro spostamento d'acqua all'infuori di quello derivante dal passaggio dei

natanti da un tronco all'altro del canale attraverso l'apposita conca, ed i natanti che risalgono il canale non saranno ostacolati da alcuna corrente.

Il canale non dovrà correre per lunghi tratti in rilevato, affinchè non si perda molt'acqua dalle travenazioni e non si mantenga la quota delle *vie alzaie* molto al disopra del piano di campagna, da cui deriverebbero dei difficili raccordi con altre strade.

Se il canale si svolge in una valle sarà opportuno tenerlo discosto dal corso d'acqua naturale scorrente nel fondo, perchè sia meno soggetto alle eventuali inondazioni del corso d'acqua stesso.

Se il canale si svolge nei pressi di una ferrovia e secondo la direzione di questa, sarà consigliabile tenerlo distante dalla ferrovia di m. 100 ÷ 300, affinchè in questo intervallo di terreno si possano eventualmente impiantare delle industrie. In tal caso l'idrovia potrà servire a trasportare le materie prime necessarie a quelle industrie, e la ferrovia servirà al trasporto dei prodotti ottenuti.

A monte e a valle di una conca sarà opportuno avere un rettifilo sufficientemente lungo (almeno m. 200 ÷ 300), affinchè il guardiano possa avere una buona visione degli arrivi dei natanti e predisporre alcune manovre per la *concata*, regolando con più facilità il traffico.

Si consiglia di adottare per le conche *salti* possibilmente eguali, affinchè per ogni concata si eguagli il volume d'acqua che passa nei singoli tronchi a valle e a monte della conca.

Se il canale è alimentato soltanto all'incile, i salti dovranno invece diminuire alquanto nei tronchi più lontani, affinchè diminuiscano pure i volumi d'acqua per le concate, in vista della minore disponibilità d'acqua dovuta alle perdite per filtrazione, evaporazione, ecc., nei tronchi superiori. Sono da evitarsi i tronchi di canale troppo brevi perchè ad ogni manovra delle conche si avrebbero sensibili oscillazioni del pelo d'acqua. Le oscillazioni del pelo d'acqua per effetto delle concate e del vento, l'urto dei natanti vuoti contro le sponde del canale, sono le cause che determinano il deterioramento delle scarpate in terra vicino allo specchio d'acqua. Si rimedierà a questo inconveniente ricavando nella scarpata una *berma* che dovrà essere difesa.

Affinchè il natante possa inserirsi nelle curve, come avviene nei tronchi rettilinei, occorrerà che le più piccole distanze d (vedi fig. 249), esistenti tra il natante e il piede di ogni sponda siano eguali alle minime distanze analoghe che si hanno nei tronchi rettilinei. Perciò se con l rappresentiamo la larghezza del fondo del canale nei rettifili, con D la larghezza del natante, l'intervallo d nelle curve dovrà risultare eguale a $\frac{l - D}{2}$. Inoltre chiamando con f la freccia dell'arco della curva esterna che ha per corda la lunghezza L del natante, possiamo

ricavare la *sopralarghezza* di fondo f (*sopralarghezza geometrica*) in funzione della lunghezza L del natante, della larghezza l del fondo del canale e del raggio R dell'asse della curva.

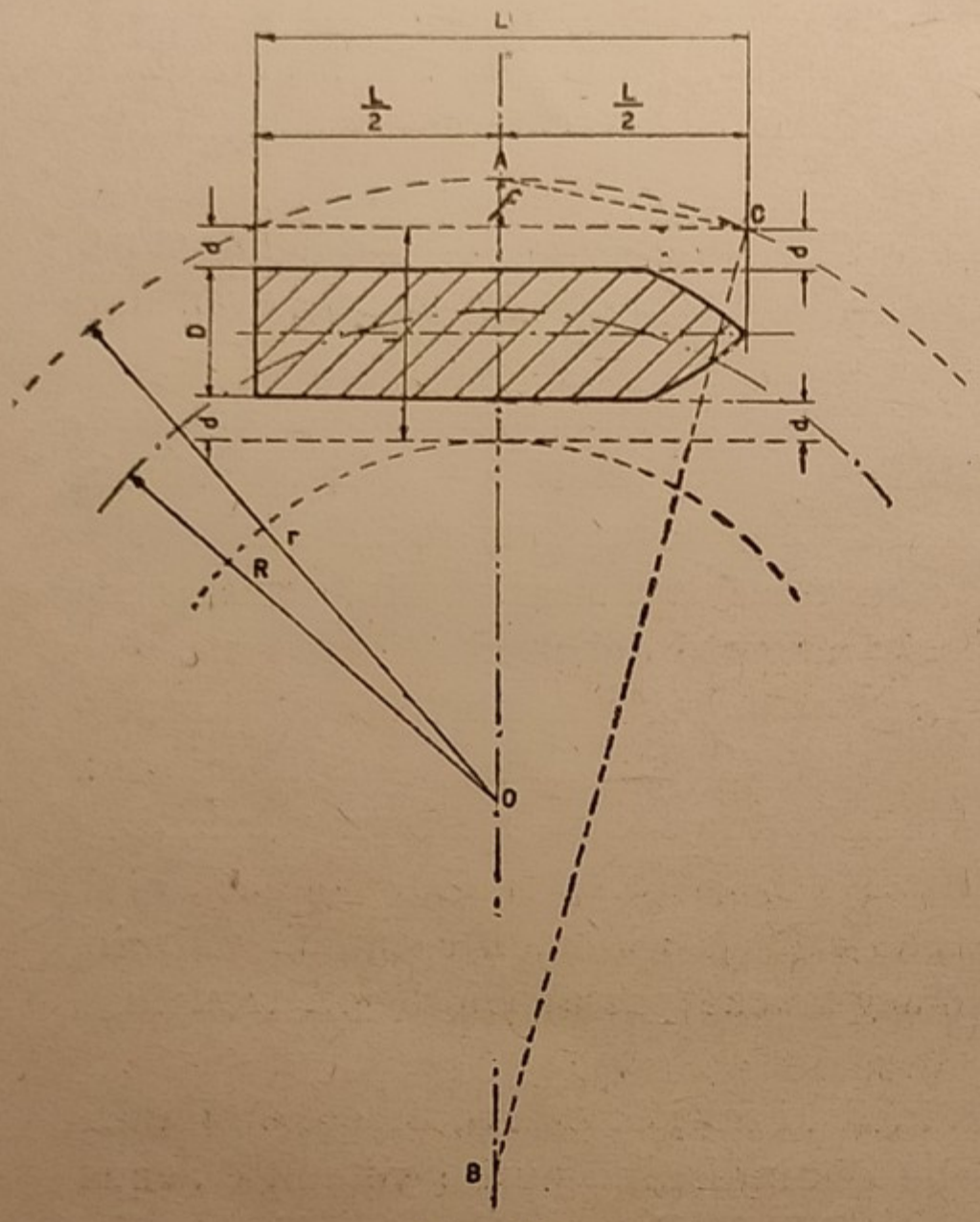


Fig. 249.

Infatti, applicando il teorema di Euclide al triangolo rettangolo ABC, avremo:

$$(2\,r - f)\,f = \frac{L^2}{4} \qquad (1)$$

dove r rappresenta il raggio della curva esterna.

Poichè dalla figura stessa 249 risulta:

$$r = R + \frac{l + f}{2}, \qquad (2)$$

sostituendo questo valore nella (1) ricaviamo:

$$(2R + l)\,f = \frac{L^2}{4};$$

e perciò sarà:

$$f = \frac{L^2}{4\,(2\,R + l)}. \qquad (3)$$

Riassumendo: nelle curve l'intervallo minimo d fra il natante ed il piede delle sponde dovrà risultare eguale a $\frac{l - D}{2}$ ed inoltre la sopralarghezza di fondo f dovrà essere eguale a $\frac{L^2}{4\,(2\,R + l)}$. Quanto sia noto f, si otterrà il valore del raggio r della curva esterna sostituendo il valore di f nell'equazione (2). In pratica conviene aumentare il valore di f moltiplicando il secondo membro della (3) per un coefficiente compreso fra 3 e 6.

Qualche volta per necessità pratiche si può aprire, in luogo della curva, un ampio bacino che possa servire a far invertire la rotta al natante. La larghezza e la lunghezza di questo bacino dovranno essere tali da permettere agevolmente l'inversione di rotta. Da questo bacino il canale si dipartirà in rettifilo tanto verso monte quanto verso valle.

In Italia le dimensioni della sezione delle grandi idrovie sono quelle capaci

di permettere la circolazione a natanti di 600 tonnellate (*). Il criterio di ricorrere ai natanti di grosso tonnellaggio e quindi di adottare delle grandi sezioni trasversali dell'idrovia, è oggidì riconosciuto dai tecnici della navigazione interna come il più idoneo e vantaggioso agli effetti della concorrenza economica con le strade ferrate.

Lateralmente al canale e parallelamente a questo, si dovrà disporre la *via alzaia*, una o due a seconda l'importanza del canale, per il passaggio degli uomini, oppure dei cavalli o dei trattori meccanici necessari alla trazione dei natanti (*alaggio*). La via alzaia si dispone ad una quota di m. 0,50 ÷ 0,80 sul livello delle acque del canale e avrà una larghezza di m. 2 ÷ 3 (vedi fig. 250 , se deve dar passaggio ai cavalli o ai trattori meccanici. Nei grandi canali si adotterà una larghezza maggiore per poter eseguire le operazioni di carico in qualunque punto della sponda ed i natanti possono venire rimorchiati da altri natanti mossi da motori a gas povero o ad olio pesante. Se lungo il canale corre una linea elettrica, la propulsione dei natanti potrà farsi con motori elettrici.

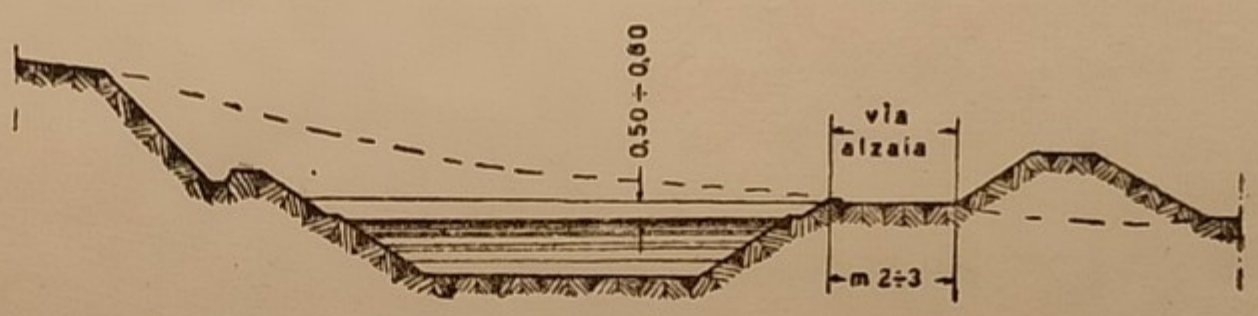


Fig. 250.

Anche lungo i canali navigabili si possono avere importanti opere d'arte. Ad esempio, nello attraversamento di corsi d'acqua o di notevoli depressioni del terreno naturale si avranno i *ponti-canali* (non essendo ammissibile l'adozione di tombe a sifone). I ponti-canali dovranno costruirsi a perfetta regola d'arte affinchè risultino resistenti ed impermeabili. Si adotteranno gli stessi criteri e principi già noti e suggeriti nella costruzione dei ponti stradali e ferroviari, tenendo conto del carico accidentale e della spinta idrostatica sulle pareti.

Quando le condizioni altimetriche non permettono la costruzione del ponte-canale attraverso un fiume navigabile, s'immetteranno le acque del canale nel fiume, sostenendole con una diga di sbarramento, e si riprenderanno dall'altra sponda del fiume (*traversata in fiume*). Per non interrompere la navigabilità del fiume si costruirà una *conca* accanto alla diga che occuperà solo una parte della sezione dell'alveo del fiume presso una delle estremità della diga.

(*) Le *tonn.* 600 si riferiscono alla *stazza*, che è un *volume*. La *stazza lorda* è il volume totale convenzionale della natante in tonn. di stazza (m^3 2,832). Indicando con L la lunghezza del parallelepipedo rettangolo, circoscritto alla parte immersa della nave, con l la larghezza e con I l'immersione di questo parallelepipedo, per il natante da t. 600 si ha: L = m 58; l = m 8; I = m 2,10.

Nei canali a grande traffico e di scarsa alimentazione d'acqua si ricorre alla costruzione dei *bacini di risparmio*, che consistono in bacini posti lateralmente alla conca nei quali s'immette parte del volume d'acqua che si dovrebbe inviare nel tronco di canale a valle durante lo svuotamento della conca, affinchè lo si possa ricuperare durante il riempimento della conca. Ogni bacino sarà munito di opportune aperture per farlo comunicare con la conca posta di fianco.

V) CONDOTTI DI FOGNATURA

Generalità. — Lo smaltimento delle acque di rifiuto delle abitazioni può effettuarsi o col *sistema statico* o col *sistema dinamico* (vedi pag. 422, Vol. I).

Il sistema dinamico è quello generalmente adottato nelle nostre città: esso consiste, come già sappiamo, nel far defluire per gravità o per azione meccanica dell'acqua di smaltimento tutte le acque di rifiuto provenienti dalle case e dalle vie, attraverso una rete di canali sotterranei, chiamati *condotti di fognatura*.

Per canalizzare il sottosuolo di una città si può ricorrere o al *sistema misto* (*sistema unico*, detto anche »*tutto alla fogna*«) o al *sistema separato* (*sistema doppio*). Col sistema misto vengono raccolte nella stessa rete di canali tanto le acque luride (nere) quanto le acque meteoriche (bianche). Col sistema separato si ha invece una rete di canali per le acque luride (*canali neri*) ed una rete di canali per le acque meteoriche (*canali bianchi*). Uno studio attento ed accurato della zona da fognare c'indicherà quale dei due sistemi sia il più rispondente. Soprattutto si terranno presenti le condizioni meteoriche della località, giacchè vi sono regioni dove le piogge sono pressochè equamente ripartite durante l'anno e regioni con siccità prolungata. Il sistema di canalizzazione misto risulta economico per le piccole città, poichè data la scarsa quantità di acque luride da smaltire si possono utilizzare gli stessi tubi, di limitati diametri, per smaltire anche le acque piovane. Inoltre questo sistema, rispetto all'altro, impegna assai meno il corpo stradale. Per contro, il sistema doppio risulta in generale più economico del sistema misto in zone collinose e quando le acque piovane si possono far sboccare in molti punti del corso d'acqua naturale.

Il vantaggio diventa poi più sensibile quando la pendenza stradale permette di convogliare parte dell'acqua piovana in cunette sistemate a fior di terra.

In generale una rete di condotti di fognatura comprende: *a*) le *ramificazioni di piccoli canali* che partono dai piedi dei doccioni di gronda, dei tubi di scarico delle latrine e delle bocchette di strade o cortili, e si riuniscono, dopo breve percorso, in un unico *condotto d'immissione* alla fogna; *b*) i *canali secondari*, disposti sotto il piano stradale secondo l'asse o lungo i lati di questo, e a cui

fanno capo i precedenti condotti d'immissione; *c*) i *canali principali* o *collettori* che ricevono le acque di più canali secondarî; *d*) l'*emissario* che riunisce le acque dei canali principali e le trasporta in un corso d'acqua naturale o al mare, nei pressi e a valle dell'abitato. Qualche volta le acque di fogna vengono opportunamente distribuite per irrigare e concimare i terreni o vengono depurate attraverso il suolo.

Portata, sezione, pendenza e velocità. — La quantità delle acque luride da smaltire dipende dal massimo consumo d'acqua al giorno per persona e dalla densità della popolazione. Quest'ultima poi dipende dall'area fabbricabile e dal numero dei piani delle case.

Chiamando con P il numero probabile degli abitanti, di qui ad un certo numero di anni, di una zona di area S, in *ha.*, (per determinare P si tenga presente quant'è stato detto a pag. 407 del Vol. I), con V il volume d'acqua, in m^3, consumato al giorno da un abitante (comunemente l. 80 ÷ 120), con n il numero delle ore nel quale si suppone avvenga la ripartizione del volume V (comunemente ore 9 ÷ 12), nell'ipotesi che per ogni abitante si fissi un volume di deiezioni solide eguale a m^3 0,00115 (l. 1,15) e che $^1/_4$ circa del volume V d'acqua usato non arrivi alle fogne perchè perduta per infiltrazione, evaporazione, ecc., la portata Q_1 delle acque nere, espressa in $m^3/1''$ e riferita ad 1 *ha.* di zona, sarà data dalla seguente formula del *Bentivegna*:

$$Q_1 = \frac{^3/_4\, V + 0{,}00115}{n.\ 3600''} \cdot \frac{P}{S}.$$

A questa portata si dovrà aggiungere quella delle acque meteoriche che si scarica nelle fogne. Quest'ultima portata, che indicheremo con Q_2, si calcola in base alle piogge abbondanti cadute. L'altezza di pioggia viene fissata con osservazioni pluviometriche: in generale si può ritenere che 1/2 ÷ 1/3 dell'altezza totale di caduta d'acqua vada dispersa per evaporazione ed infiltrazione.

Pertanto, la portata totale Q dei canali a sistema misto sarà:

$$Q = Q_1 + Q_2.$$

A questa portata dovrebbe aggiungersi quella delle acque residue dei quartieri industriali, la cui determinazione però è sempre difficile ed incerta. Si consiglia di non scaricare queste acque nella rete, assegnando possibilmente per esse una sfociatura diretta in località opportuna. Per avere un regolare deflusso nella fogna delle materie non disciolte, anche nei periodi di siccità, conviene immettere nella rete una certa quantità d'acqua proveniente dall'acquedotto (se questo esiste ed è sufficiente), oppure da altre sorgenti a parte.

Infine, per evitare delle spese eccessive d'impianto e di manutenzione della rete non si tiene conto della portata d'acqua dovuta ai più forti acquazzoni, che hanno sempre carattere eccezionale. Lo smaltimento di quest'acqua si farà attraverso gallerie che comunicano con i canali principali a mezzo di sfioratori.

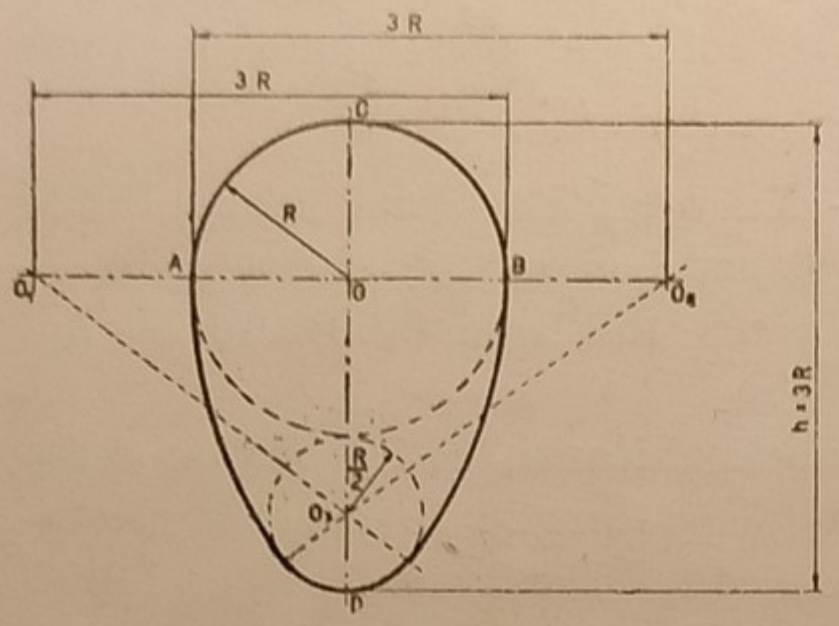


Fig. 251.

La forma tipica e migliore della sezione della fogna a sistema misto è quella ovoidale col fondo circolare e la volta superiore pure circolare (vedi fig. 251). Questa forma presenta una sufficiente resistenza alla spinta del terreno, procura alla corrente la massima azione dinamica, anche quando la portata è piccolissima, ed inoltre è capace di convogliare le maggiori portate previste.

La costruzione geometrica della sezione è indicata nella stessa figura 251. Immaginando che l'acqua arrivi sino al piano di imposta AB della volta di raggio R, sarà:

$$A = 3{,}023\ R^2 \text{ l'area bagnata},$$
$$R_m = 0{,}63\ R \text{ il raggio medio},$$
$$Q = 2{,}40\ \chi\ \sqrt{R^5\, i} \text{ la portata},$$

dove i, al solito, rappresenta la pendenza di fondo.

Se la sezione è completamente colma si ha invece:

$$A = 4{,}59\ R^2,$$
$$R_m = 0{,}58\ R,$$
$$Q = 3{,}50\ \chi\ \sqrt{R^5\, i}.$$

Vi è un tipo più moderno di sezione (vedi fig. 252) che presenta la cunetta ancora più ristretta e che perciò si utilizza per portate di magra assai piccole. La costruzione geometrica di questa sezione è indicata nella stessa figura 252.

Questi tipi di sezione, ed altri consimili, sono generalmente indicati per canali alti m. $0{,}90 \div 1{,}80$.

Un condotto deve risultare praticabile internamente, per cui la sua altezza dovrà essere di m. $1{,}70 \div 2$, e deve presentare una larghezza di m. 0,90 in corrispondenza di circa m. 1,30 di altezza (altezza delle spalle di un uomo). Per la costruzione di questi condotti a sezione ovoidale si può usare il calcestruzzo di cemento, assegnando ad essi uno spessore di $\sim {}^1/_{10}$ della loro massima dimensione (per le fondazioni l'impasto risulterà formato di Kg. 250 di cemento a

lenta presa, m³ 0,500 di sabbia e m³ 0,800 di ghiaia. Per la volta e per le sponde si aumenterà il quantitativo del cemento portandolo a Kg. 350). Si può anche utilizzare la muratura ordinaria, formando la volta superiore in mattoni munita di cappa, e i piedritti in muratura a profilo interno circolare e la fondazione in calcestruzzo. Ogni condotto, sia esso in calcestruzzo che in muratura, dovrà essere intonacato internamente ed esternamente con cemento lisciato a cazzuola, affinchè risulti impermeabile nei due sensi. La profondità di questi condotti sotto il piano stradale sarà almeno di m. 1. Per offrire al piede di chi ispeziona l'interno del condotto un sufficiente appoggio, si possono costruire due piccole banchine orizzontali (vedi fig. 253).

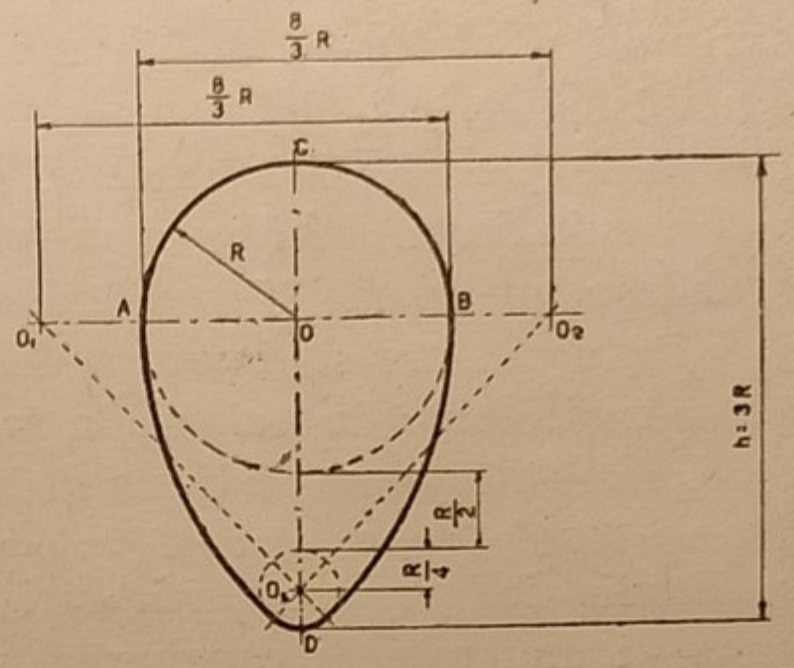


Fig. 252.

Per notevoli masse liquide si ricorre a tipi di sezione ovale che si avvicinano molto alla circolare. Se l'altezza del condotto dev'essere limitata, mentre la sezione deve convogliare un grosso volume di liquido, si ricorrerà ai profili schiacciati.

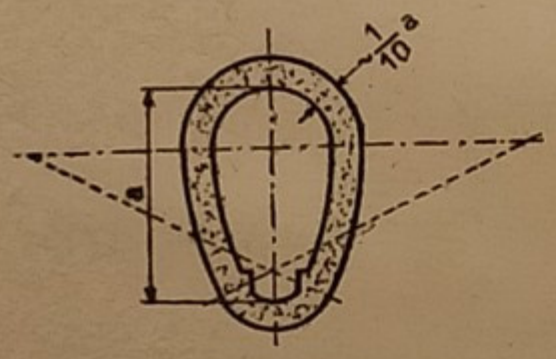


Fig. 253.

Si tenga presente che per mettere in movimento le acque di fogna non occorre una pendenza maggiore di quella che si assegna agli ordinari canali di scolo, mentre invece la massa liquida deve avere una sufficiente forza viva. Praticamente si può assegnare agli emissarî una pendenza di m. $1 \div 0{,}70$/Km., ai canali principali m. $1{,}10 \div 1{,}50$/Km., ai canali secondarî m. $2 \div 4$/Km. e alle tubazioni m. $8 \div 20$/Km.

Per il calcolo della sezione di una fognatura a sistema misto si ricorrerà alla formula di Kutter (vedi pag. 263) $V = \chi \sqrt{R \cdot i}$, dove $\chi = \dfrac{100\sqrt{R}}{\sqrt{R} + m}$, assumendo per coefficiente di scabrezza $m = 0{,}27$, se si tratta di tubi in grès verniciati, oppure $m = 0{,}35$ per canali in getto cementizio o in muratura con intonaco lisciato, tessuti puliti e frequentemente lavati. Se questi ultimi canali sono di difficile pulitura si assumerà $m = 0{,}45$.

Utilizzando la formula di Bazin $\chi = \dfrac{87}{1 + \dfrac{\gamma}{\sqrt{R}}}$, si adotteranno per γ rispettivamente i valori 0,16 e 0,46, secondochè si tratta di condotti a pareti lisce oppure di difficile pulitura.

Riguardo alla velocità media delle acque luride nelle fogne si deve tenere presente che essa deve limitarsi ad un certo valore affinchè le acque possano bagnare e diluire abbastanza bene le materie pesanti, e convogliare quelle che rimangono in sospensione. Nei condotti tubolari la velocità media sarà pertanto di m. $0{,}90 \div 1{,}35/1''$; nei canali secondarî sarà di m. $0{,}75 \div 1{,}10/1''$ e nei canali principali, di m. $0{,}30 \div 0{,}90/1''$. Perciò la velocità V, ricavata con una delle precedenti formule di Kutter o di Bazin, dovrà essere prossima ai valori suindicati. Inoltre si dovrà verificare se la portata $Q = A \times V$ corrisponda a quella che si deve effettivamente avere.

Praticamente si ricorre a diagrammi o a tabelle che danno la portata Q per un dato tipo di sezione, in funzione della pendenza di fondo e dell'altezza d'acqua nella fogna (vedi manuale Colombo).

Studio della rete e particolari costruttivi. — In generale lo studio di massima di una rete di canalizzazione comprende:

1° *la scelta del tipo di canalizzazione;*
2° *la disposizione della rete dei canali;*
3° *la posizione dei bacini di raccolta;*
4° *l'ampiezza del bacino scolante e la suddivisione in zone;*
5° *il tracciamento dei collettori principali;*
6° *la determinazione delle quote dei condotti e del livello d'acqua nel punto di sbocco;*
7°) *una relazione che dimostri la necessità della canalizzazione e la scelta del tipo di questa;*
8°) *il preventivo di spesa per la costruzione e l'esercizio della canalizzazione.*

Nel *progetto definitivo* si allegheranno la pianta e il profilo longitudinale di tutte le condutture, i particolari costruttivi dei punti di raccolta e degli eventuali impianti di depurazione, il conto preventivo delle spese per la costruzione e la manutenzione della canalizzazione ed una relazione particolareggiata.

Occupiamoci ora brevemente della disposizione della rete dei canali nel sistema di canalizzazione mista, che è quello più comunemente adottato.

Se la città è attraversata da un corso d'acqua o è disposta lungo le sue sponde, si potrà utilizzare la *disposizione perpendicolare* che consiste nel porre le fogne c (vedi fig. 254) perpendicolarmente o quasi al corso d'acqua F, e ciascuna delle quali abbia un proprio sbocco indipendente dagli altri. Questa disposizione presenta il vantaggio di avere canali brevi e di piccola sezione; però presenta il grave difetto di produrre l'inquinamento del corso d'acqua entro il recinto della città.

Al tipo precedente si possono aggiungere collettori longitudinali *C* prossimi e paralleli al corso d'acqua (vedi fig. 255), che trasportano le acque raccolte dai vari canali sfociandole in posizione opportuna, a valle della città. Questo

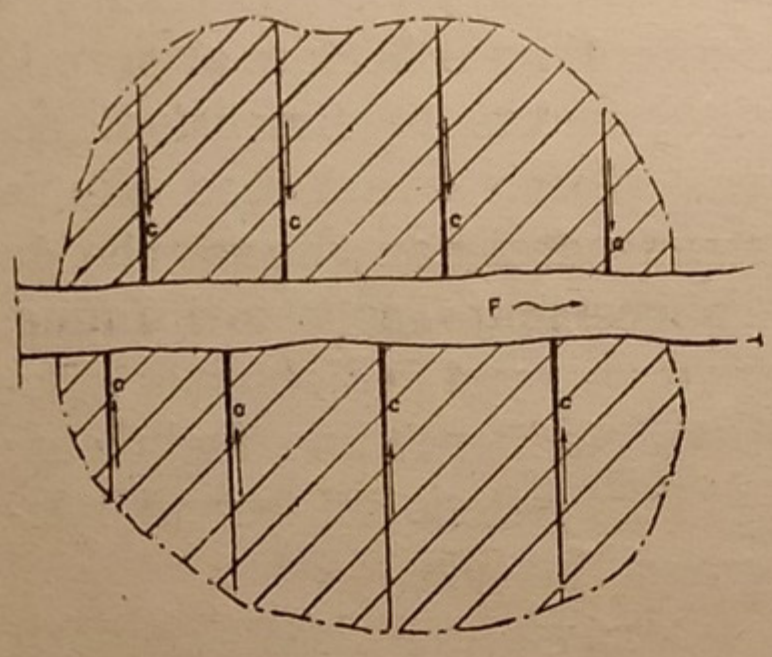


Fig. 254.

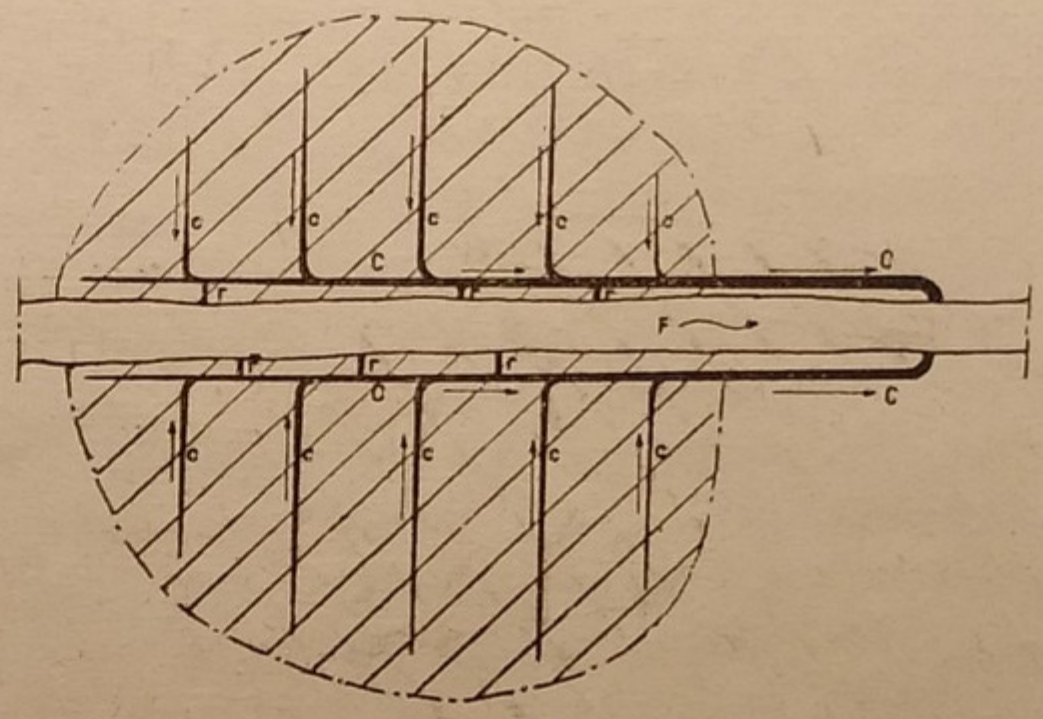


Fig. 255.

metodo si applica con vantaggio quando il terreno lungo il corso d'acqua presenta una sufficiente pendenza affinchè le acque acquistino la necessaria velocità, altrimenti occorrerebbero dei grandi collettori per il rapido smaltimento.

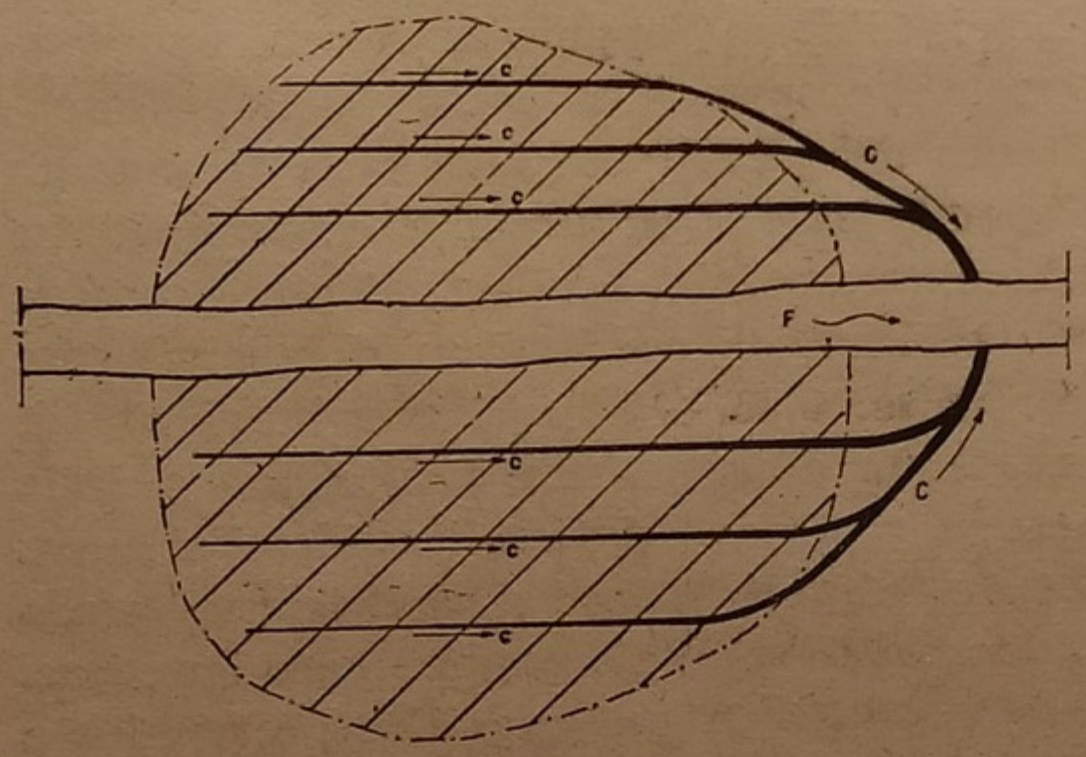


Fig. 256.

Nelle città di mare con terreno pianeggiante si utilizza lo stesso sistema con un solo collettore disposto lungo la spiaggia.

Per le città poste su terreno accidentato si può ricorrere al tipo di canalizzazione *longitudinale ed a zone*. In esso i collettori dei vari bacini sono disposti in senso parallelo o quasi al corso d'acqua (vedi fig. 256), in maniera che le diverse zone, in cui è divisa l'area da fognare, scolano separatamente e trasportano le acque fuori dell'abitato, raccogliendosi via via nel canale principale che a sua volta va a scaricarsi nel corso d'acqua naturale.

Per le città situate su terreno piano ed orizzontale si può ricorrere al tipo *radiale* disponendo cioè i collettori principali *C* nel senso radiale a partire dal

centro e andando verso la periferia (vedi fig. 257). La zona sarà così divisa in un certo numero di settori e ciascuno di questi comprenderà una doppia rete di canali secondarî (*c*) sboccanti nei due collettori contigui. Questo sistema può pure adattarsi nelle città situate su dossi sporgenti o su colline che presentino pendenze secondo diverse direzioni. Il sistema di canalizzazione radiale presenta il vantaggio di circoscrivere l'eventuale ristagno di un collettore al proprio settore scolante; inoltre le dimensioni dei canali risultano piccole e nel caso che la città vada estendendosi non si avrà che da prolungare semplicemente i collettori. Infine, le acque trasportate fuori dell'abitato, e secondo diverse direzioni, possono facilmente distribuirsi per l'irrigazione dei terreni o depurarle attraverso il suolo.

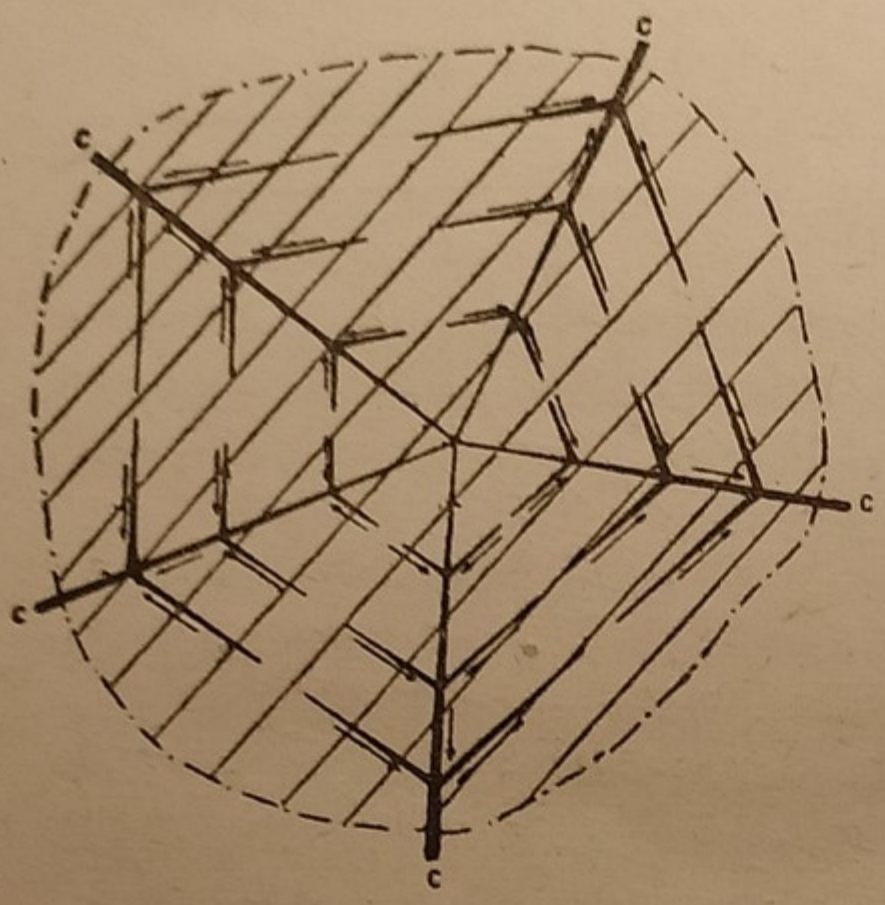


Fig. 257.

Per la costruzione dei piccoli condotti circolari si può utilizzare il grès, il cementamianto o la ghisa con giunto a bicchiere. Per la costruzione dei condotti maggiori si può ricorrere alla muratura di mattoni, di pietrame, al calcestruzzo cementizio gettato a piè d'opera, oppure in blocchi appositamente preparati in cantiere. Lo spessore tanto dei piccoli condotti circolari quanto quello dei condotti maggiori dev'essere sufficiente a resistere alle pressioni esterne e deve contribuire, assieme ad una accurata esecuzione delle strutture, a rendere perfettamente stagna la canalizzazione. I piccoli condotti sono generalmente di grès vetriato, hanno un diametro di m. 0,25 ÷ 0,50 ed una lunghezza di m. 0,50 ÷ 1. Presentano da una parte un allargamento a bicchiere e dalla parte opposta un collare. Per collocare a posto questi piccoli condotti si scava il terreno sino quasi a raggiungere il piano di posa; quindi si dà al terreno quella giusta curvatura e pendenza per collocarvi i tubi che dovranno bene innestarsi fra loro. Si renderanno impermeabili le giunzioni passando fra l'estremità a bicchiere di un tubo ed il collare del tubo successivo una corda catramata avvolta a più giri, riempiendo i piccoli vani con malta cementizia ben compressa. Il raccordo di questi piccoli condotti tubolari con quelli di maggior diametro si fa con pezzi speciali foggiati ad *Y*, sotto un angolo di 45° ÷ 60°, in maniera che le due sezioni si raccordino ad imbuto e lo sbocco laterale avvenga nel semicerchio superiore.

In terreni poco stabili occorrerà per la tubazione una platea di posa in cal-

cestruzzo, che può rialzarsi lateralmente per comprendere la curvatura della tubazione, foggiando le due superfici esterne a scarpa.

I condotti circolari di diametro più grande (al massimo m. 0,70) si costruiscono in cemento, con giunti a maschio e femmina. Se essi sono in cemento armato presentano la forma cilindrica e l'unione di due tubi è fatta con appositi pezzi a manicotto formati di due parti, delle quali l'inferiore fa da supporto mentre la superiore completa la giunzione e può presentare un foro per l'innesto del tubo di scarico di acque stradali o domestiche.

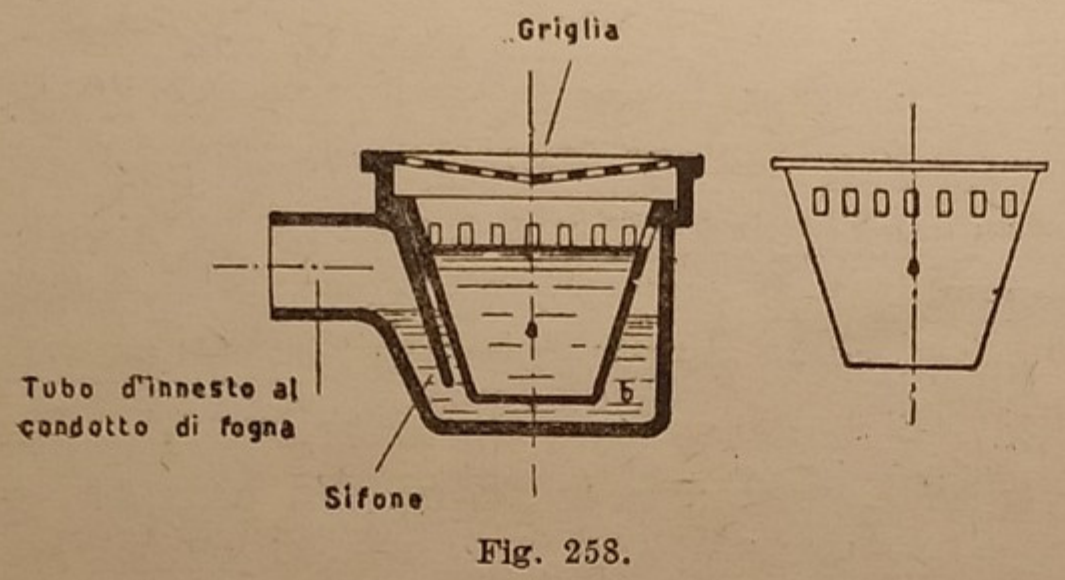


Fig. 258.

Lo spessore dei canali a sezione ovoidale in mattoni sarà di una testa (cm. 12), se il condotto deve trovarsi a poca profondità e quando la dimensione interna massima non oltrepassi i m. 0,90; oppure sarà di due teste (cm. 25) se il condotto presenta le dimensioni normali massime di m. 0,70 di larghezza e m. 2,10 di altezza (vedi fig. 308, vol. I).

Per canali molto profondi o in presenza di terreni poco stabili si ricorre a profili rinforzati e cioè aventi uno spessore maggiore di due teste per tutto il contorno o per una sola parte di questo.

Sino a profondità massima di m. $3 \div 7$ i condotti vengono costruiti a cielo scoperto, armando le pareti dello scavo e prendendo opportuni provvedimenti per prosciugare eventualmente il sottosuolo acquitrinoso. Per grandi profondità lo scavo ed il rivestimento vengono eseguiti in galleria, tenendo presente quelle norme generali già accennate per questi speciali lavori. In presenza di terreni sciolti e molto acquitrinosi si dovrà provvedere all'esaurimento delle acque o a convogliarle opportunamente. Qualche volta si dovrà costruire parte del condotto per sottomurazione.

Nel sistema di canalizzazione mista l'immissione delle acque piovane dalle cunette stradali ai sottostanti condotti si ottiene a mezzo di apposite *caditoie* in ghisa, formate (vedi fig. 258), di una griglia superiore mobile, da un recipiente *a* pure mobile a foggia d'imbuto con numerose finestrelle sui fianchi e da un serbatoio *b* sottostante che da un lato si raccorda col tubo di sbocco nel canale. Quest'apparecchio deve dare pronto passaggio alle acque, deve intercettare le materie solide e deve impedire l'uscita dei gas fetidi dal condotto di fogna. L'apparecchio si colloca in apposito pozzetto in muratura costruito al disopra del condotto e qualchè volta presso i marciapiedi della via. L'acqua entrando dalla griglia nel recipiente deposita le materie solide in sospensione

e attraverso le finestrelle laterali del recipiente cade nel serbatoio, vi forma chiusura a sifone e quindi imbocca il tubo che porta alla fogna. Sollevando la griglia ed il recipiente *a* si può fare la pulizia, eliminando i materiali depositati dalle acque.

Nel sistema di canalizzazione separato si può avere l'immissione delle acque nere e bianche con la seguente disposizione (vedi fig. 259): un condotto *c* trasporta le acque nere dal fabbricato prossimo nel canale nero *C*, con l'interposizione di un sifone *S* a chiusura idraulica collocato sul fondo di un pozzetto d'ispezione *P*. Un doccione *d* di discesa delle acque piovane dai tetti immette in un pozzetto *p* posto sotto al marciapiede *M* in cui si depositano le materie solide. Un tubo c_1 trasporta le acque dal pozzetto *p* al canale bianco C_1. In quest'ultimo canale arrivano anche le acque stradali che attraversano la griglia *G*.

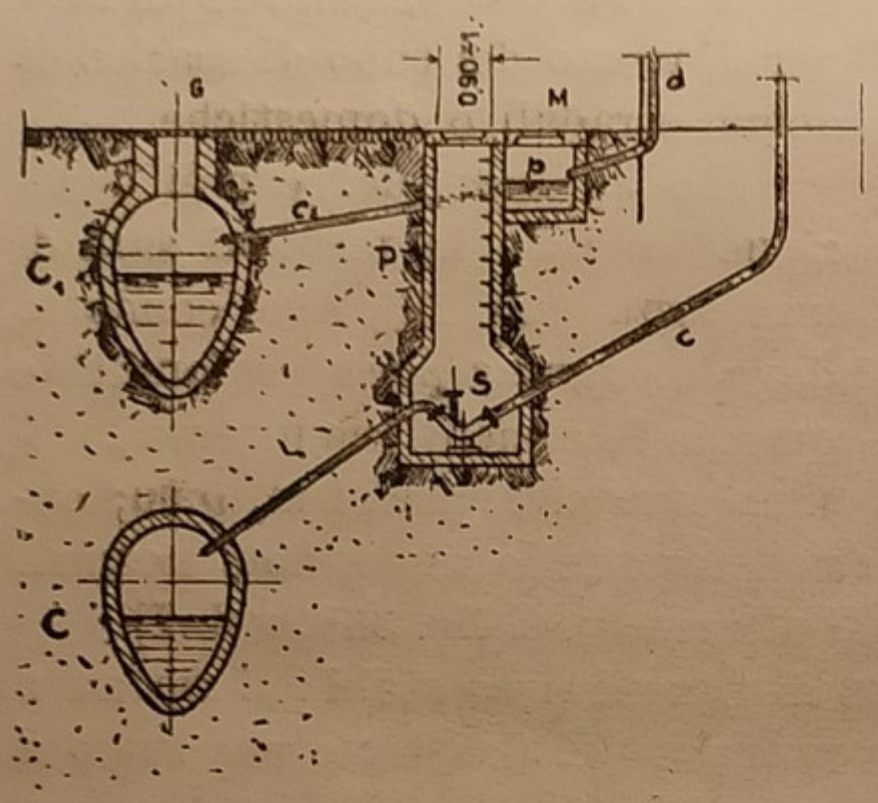


Fig. 259.

I pozzetti d'ispezione per i grandi condotti si costruiscono a distanze di m. $60 \div 100$ (mentre per i piccoli condotti la distanza sarà di m. 35), in corrispondenza dei condotti o lateralmente a questi. Essi debbono essere accessibili dalla strada, debbono presentare una bocca d'accesso di m. $0{,}50 \times 0{,}70$, la canna di m. $0{,}90 \div 1$ di larghezza ed una cameretta al basso di m. $1 \times 1{,}20$ e della altezza di m. 1,60. Ogni pozzetto comunica col condotto di fogna mediante un'apertura munita di portella metallica, posta sopra il livello normale del liquame.

Durante i periodi di siccità occorre aiutare lo scolo del liquame con acque di lavaggio che possono prendersi da rii o canali prossimi alla rete di fognatura; oppure si possono utilizzare le acque di avanzo della condotta potabile. Si può ricorrere alle camerette di cacciata dalle quali il quantitativo d'acqua necessario alla pulitura viene scaricato periodicamente nei condotti di fognatura a mezzo di sifoni automatici. La capacità di queste camerette varia da m^3. 0,5 a m^3 10. L'efficacia dell'onda pulitrice può spingersi a m. 150 circa di distanza. Per i condotti di grande portata la lavatura e la rimozione dei depositi si fa mediante paratoie manovrabili a mano o meccanicamente.

I condotti di fogna debbono risultare ben *ventilati*. Nel sistema di canalizzazione misto si può creare un certo numero di *bocche di presa* per l'aria buona ed un certo numero di *bocche d'uscita* per l'aria guasta. Le bocchette di presa

si aprono direttamente nel pavimento stradale e si fanno comunicare colla parte più elevata delle camerette d'ispezione. Le bocchette d'uscita possono essere offerte dai tubi pluviali delle case che s'innalzano lungo le facciate e terminano alla gronda del tetto. Però questo mezzo d'uscita risulta inefficace durante le piogge, per cui gioverà utilizzare degli appositi tubi di ventilazione che s'innesteranno sul volto del canale di fogna e saliranno lungo le facciate delle case per sboccare sopra i tetti. Superiormente questi tubi porteranno un cappello o *mitra* per agevolare l'opera del tubo ventilatore.

Nel sistema di canalizzazione separato i canali bianchi potranno comunicare con l'esterno a mezzo le caditoie stradali. Per i canali neri sarà sufficiente il movimento d'aria creato dalla corrente del liquame che comprende solo una piccola parte della sezione della fogna.

VI - OPERE DI SISTEMAZIONE E DI DIFESA IN TORRENTI E FIUMI

Generalità. — Nel corso dei torrenti e dei fiumi, procedendo da monte a valle, si notano tre tronchi distinti: 1) il tronco in cui le acque *scavano* (*bacino di raccolta*); 2) il tronco in cui le acque *convogliano* (*canale di scarico*, che nei fiumi occupa la massima parte del percorso); 3) il tronco in cui le acque *depositano* (*colmata e cono o letto di deiezione*).

Il primo tronco risulta generalmente incassato nelle valli e presenta *rapido corso* per effetto di una sua sensibile pendenza di fondo. Il secondo tronco è quello che si svolge in piano ed è caratterizzato da *non scavare e nè deporre, almeno in modo sensibile*. Il terzo tronco presenta in principio depositi stabili di materie (*interrimenti*), per cui il letto tende ad innalzarsi; ed alla fine, col sedimento delle materie travolte dalle acque, per lo più limacciose e sottili, ha luogo la formazione di un *cono di deiezione*.

Il profilo dell'alveo dei torrenti e dei fiumi è in genere una curva continua con la concavità rivolta in alto. La forma e l'estensione dell'alveo, la permeabilità di questo, prescindendo da altre cause, determinano l'indole e la natura del corso d'acqua. Ad esempio nei *terreni impermeabili* i corsi d'acqua sono più frequenti, sono soggetti a grandi e rapide piene durante la stagione piovosa, mentre rimangono con poca o senz'acqua durante il periodo di siccità. Invece nei *terreni permeabili* i corsi d'acqua sono rari, tranquilli e sono soggetti a piene lente e di lunga durata.

I principali danni provocati dalle acque dei torrenti e dei fiumi sono le *inondazioni*, le *corrosioni* e le *sedimentazioni*. Ciò è dovuto specialmente all'*inco-*

stanza del regime idrometrico e *planimetrico* dei corsi d'acqua, per cui si dovranno studiare opportune opere di difesa che mirino a sopprimere queste irregolarità. Lungo il primo tronco (bacino di raccolta) si dovranno studiare delle opere che *limitino lo scoscendimento delle zone montane ed il trasporto a valle dei materiali solidi, e creino un deflusso piuttosto regolare delle acque.*

Lungo il secondo tronco (canale di scarico) le opere di sistemazione dovranno *assecondare le forze della natura, anziche opporvisi, studiando e fissando con opportune opere la resistenza delle sponde.* Infine, lungo il terzo tronco (colmata) le opere di sistemazione dovranno *diminuire al massimo gli interrimenti e le sopraelevazioni dell'alveo.* Si dovrà pure provvedere alla diretta difesa dei terreni circostanti mediante la costruzione di *arginature longitudinali e trasversali.* Al termine del corso d'acqua si dovrà sistemare la foce *regolando la formazione dei delta.*

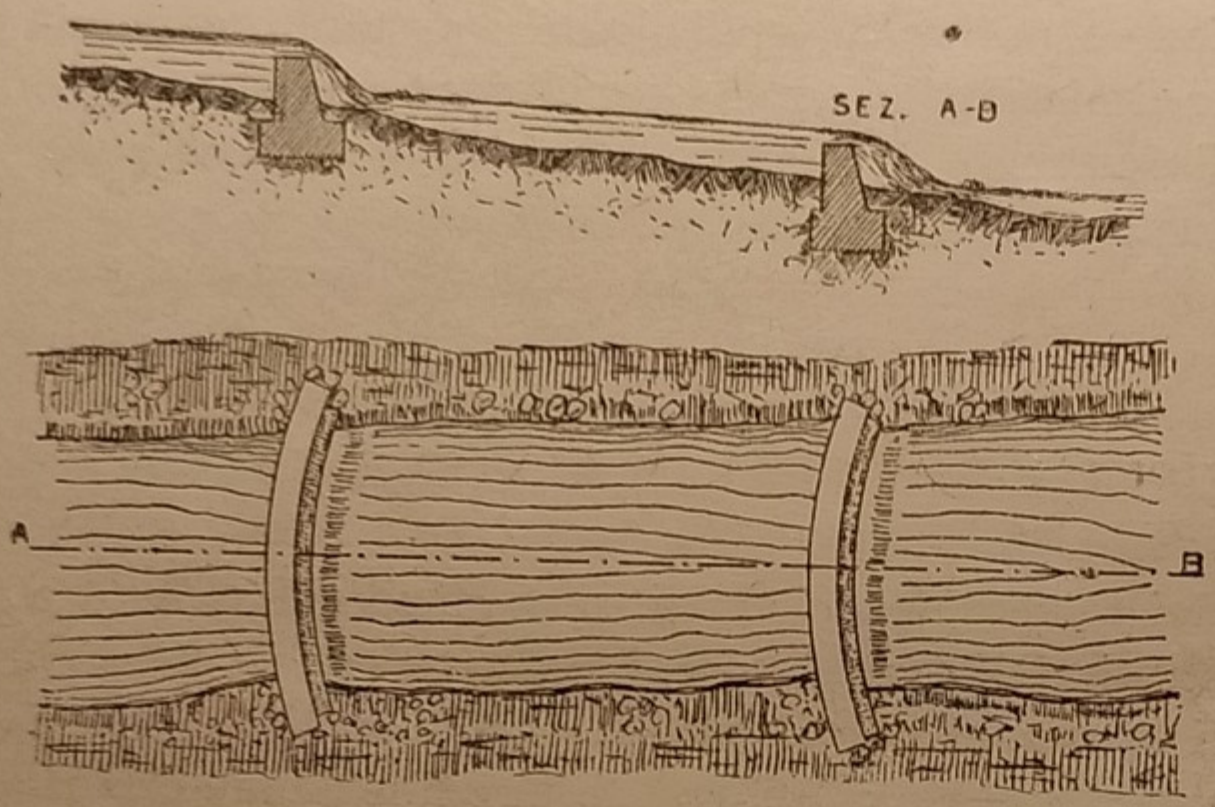


Fig. 260.

Briglie o serre montane. Lavori di rimboschimento. — Le *briglie* o *serre* sono opere che si costruiscono trasversalmente alle gronde montane o al letto dei rii e torrenti alpestri, allo scopo di diminuire la pendenza longitudinale e quindi la velocità dell'acqua e la sua forza di corrosione. Esse sostituiscono al profilo naturale del rio o torrente una serie di salti (vedi fig. 260) che comprendono tronchi di opportuna lunghezza e con fondo a pendenza minore di quella naturale.

Le briglie si costruiscono preferibilmente nei *punti salienti* del profilo naturale del terreno, cioè in quei punti che possono essere determinati o da sporgenze naturali di roccia non intaccate dalla corrosione, o dalla presenza di grossi materiali di trasporto che non hanno subito successivi spostamenti sotto l'azione della spinta delle acque.

Se questi punti salienti non sono in numero sufficiente o sono male distribuiti lungo l'alveo, si cercheranno altri punti intermedi, preferibilmente scelti là dove la sezione dell'alveo risulta più incassata e ristretta.

Prima d'iniziare il lavoro di correzione del bacino di erosione di un torrente occorrerà eseguire il rilevamento del suo profilo longitudinale ed i rilevamenti dei rii affluenti, onde conoscere quali siano i tratti che presentano delle asperità

e pendenze irregolari. Poi si dovrà determinare il limite di pendenza (chiamata *pendenza di compensazione*) d'assegnarsi al fondo dell'alveo nei tratti compresi fra i salti che si vogliono creare con le briglie, affinchè in essi l'*acqua non possa più corrodere, nè depositare materiali di un certo peso e di una certa grossezza.*

Questo limite di pendenza dipende specialmente dalla velocità dell'acqua del torrente, dalla sezione dell'alveo, dal peso e dalla grandezza dei massi trasportati, dalla natura più o meno permeabile del bacino, dalle modificazioni dell'alveo durante le piene, ecc. ecc. Si può comprendere perciò quanto sia difficile determinare teoricamente la pendenza di compensazione. In pratica potremo risolvere il problema facendo delle osservazioni dirette lungo il corso del torrente per scoprire quel tratto o quei tratti di alveo in cui si è *naturalmente* stabilita la pendenza di compensazione. In questi tratti si rileverà direttamente, e con la massima cura, la naturale pendenza, p_1, che sarà poi quella da assegnarsi al tronco di torrente da sistemare.

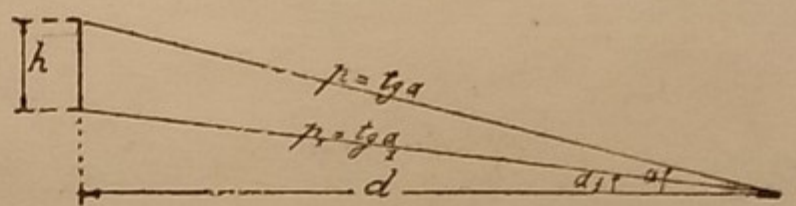


Fig. 261.

Indicando con p la pendenza di un tratto d'alveo che si vuole ridurre alla pendenza p_1, con d la distanza fra due briglie consecutive d'altezza h, per correggere un tratto d'alveo di lunghezza D occorrerà un numero di briglie:

$$n = \frac{D}{d} \quad (1).$$

Poichè (vedi fig. 261) è (vedi pag. 40): $d = \frac{h}{p - p_1}$, sostituendo in (1) avremo $n = D \cdot \frac{p - p_1}{h}$ (2).

Nell'equazione (2) le quantità p, p_1, h sono supposte costanti per tutta la lunghezza D del tronco da sistemare, mentre in effetto la pendenza p varia spesso a brevi intervalli, e di conseguenza deve variare pure h se si vuole mantenere costante p_1. Si può variare anche la pendenza p_1 cercando di non farle superare quel valore limite determinato con osservazioni dirette, com'è stato detto sopra.

Le briglie di altezza moderate sono sempre da preferirsi economicamente; però esse non debbono risultare molto vicine, altrimenti l'acqua non avrebbe il tempo di assumere una velocità compatibile con la pendenza ridotta.

Le briglie si costruiscono in modi diversi, a seconda dei materiali da costruzione disponibili, della natura del terreno, della loro importanza, ecc.

Frequentemente risultano formate di muratura a secco di grossi blocchi; presentano la pianta curvilinea verso monte, con curvatura poco sentita e determinata in maniera che le due estremità del muro possano incastrarsi entro le sponde dell'alveo.

La sezione trasversale può essere rettangola o trapezia. La parete a valle dev'essere verticale o a piccola scarpa affinchè non sia esposta all'urto dei massi rotolati dal torrente. A seconda dei casi la cresta della briglia può essere orizzontale o alquanto depressa verso il mezzo (vedi fig. 262) per allontanare più facilmente la corrente dalle sponde, senza però incorrere nel pericolo di concentrare troppo lo stramazzo nel mezzo.

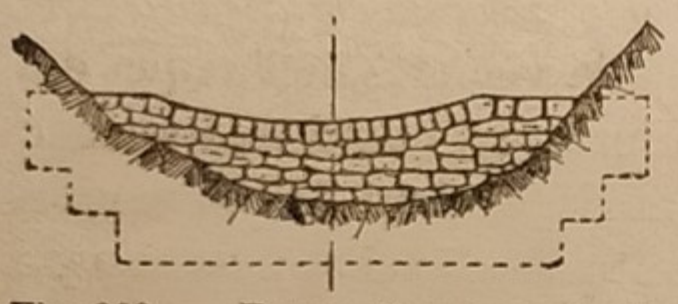


Fig. 262. — Forma di una cresta di briglia.

Se h è l'altezza della briglia formata di muratura a secco, praticamente si assumerà uno spessore s alla base eguale a $0{,}80\ h$ ed uno spessore s_1 alla cresta dato dalla formula empirica: $s_1 = s - 0{,}50\sqrt{h}$.

Le fondazioni della briglia debbono essere spinte sino a raggiungere la roccia o il terreno sodo (che deve presentare un carico di sicurezza di almeno $2{,}5 \div 3$ Kg/cm².), altrimenti il terreno dovrà consolidarsi con robusta palificata. È preferibile che la fondazione sia in calcestruzzo e si dovrà curare l'immorsamento nel terreno a mezzo di riseghe declivi verso monte. A valle della briglia, per una lunghezza eguale a $2 \div 5$ volte l'altezza della briglia stessa, l'alveo avrà una platea formata di grosse pietre (vedi fig. 263) e terminerà con una briglia bassa (*controbriglia*) di poco rialzato sul fondo dell'alveo, in maniera che il tratto di platea così sistemato formi un piccolo bacino entro il quale vi sarà uno strato d'acqua che smorzerà l'urto dello stramazzo. Occorre incastrare fortemente le estremità della briglia nelle sponde laterali dell'alveo, per impedire che l'acqua corrodendo le sponde e girando attorno alla briglia la isoli sino a demolirla. Se le sponde sono costituite di roccia sana e stabile, basterà immorsarvi la muratura ritagliando la roccia a riseghe. Nel caso che il terreno delle sponde risulti corrodibile, la briglia dovrà munirsi a monte di muri d'ala divergenti ad imbuto (vedi fig. 263). Per prevenire una corrosione laterale a valle

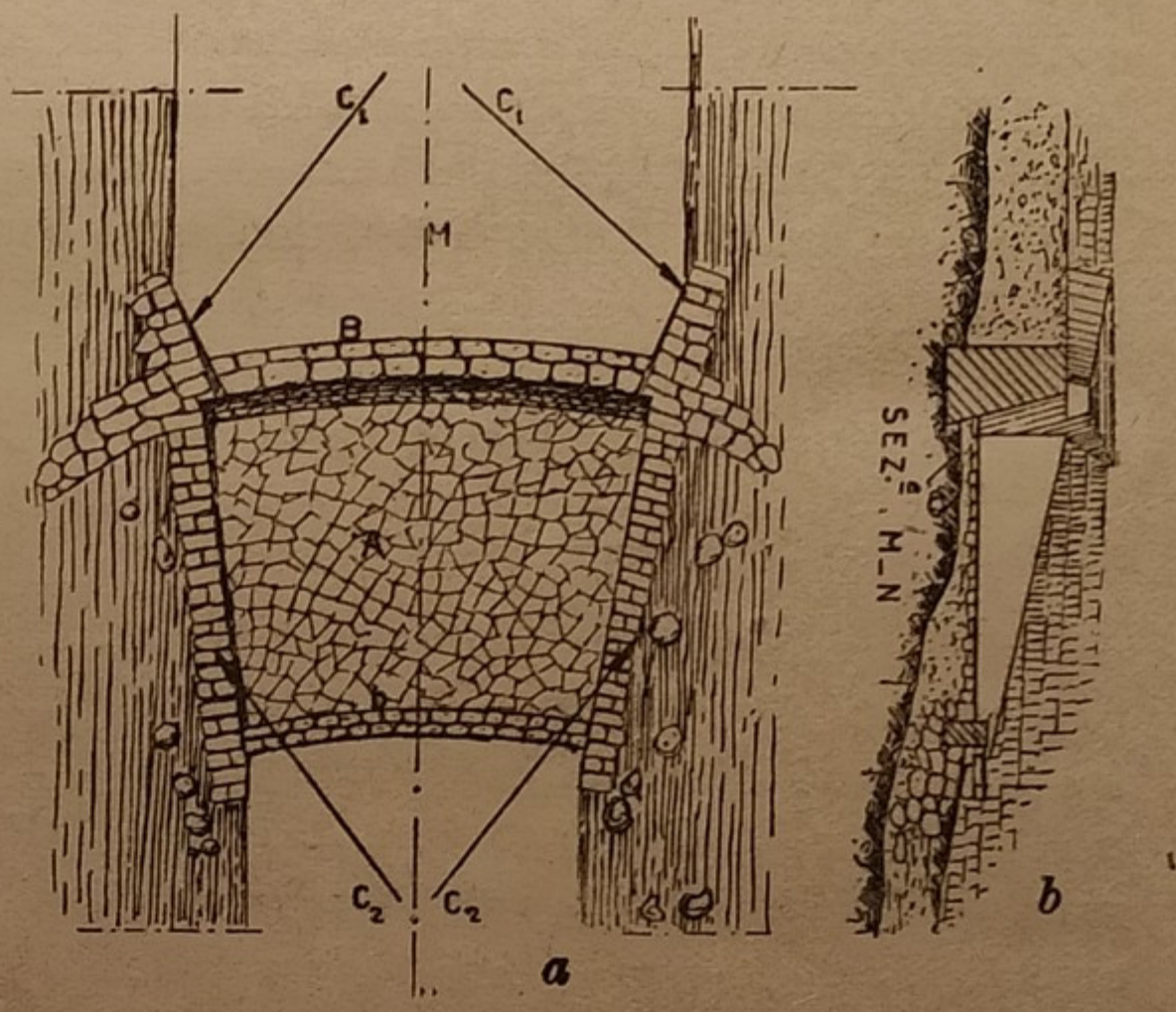


Fig. 263. — Briglia munita di controbriglia: *a*, pianta; *b*, sezione longitudinale secondo *M-N*; *A*, platea; *B*, briglia; *b*, controbriglia; C_1, C_1, muri d'ala a monte; C_2, C_2, idem a valle.

della briglia, conviene aggiungere due muri d'ala anche a valle, di lunghezza eguale a quella della platea e distanti il più possibile dallo stramazzo. Occorrerà porre la massima cura nella costruzione di queste briglie scegliendo delle pietre idonee e per peso e per volume, connettendole aderenti fra di loro in modo da formare una muraglia solida.

Per altezze notevoli si può ricorrere alla costruzione con pietrame e malta, curando di disporre al basso del corpo della briglia delle feritoie di scarico, per il passaggio delle acque filtranti attraverso quei materiali che si sono accumulati a monte contro la briglia. Lo spessore s alla base può farsi eguale a 0,65 h, mentre lo spessore s_1 in sommità si ricaverà con la solita formula empirica $s_1 = s - 0{,}50\sqrt{h}$, già indicata per le briglie in muratura a secco.

Volendo utilizzare del pietrame relativamente minuto e dei ciottoli, s'impiegheranno dei sacchi a rete di filo di ferro zincato (*gabbioni*). Riempiti i gabbioni di pietrame, si disporranno l'uno sull'altro con le unioni sfalsate e si fermeranno solidalmente all'alveo ed alle sponde.

Si possono costruire anche dei casseri di grosso legname solidalmente conficcati nel fondo e nelle sponde e riempiti di pietrame. Il legname che si utilizza è generalmente la quercia, il larice e il pino bianco. Queste briglie sono consigliabili in terreni argillosi o formati di materie sciolte minute, oppure quando si prevedono rapidi interrimenti. La loro altezza, al massimo, sarà di circa m. 10; lo spessore alla base si farà eguale all'altezza; la scarpa del paramento a valle sarà 1/4 o 1/5 di h secondochè l'altezza h non supera o supera i m. 4,50. Lo spessore s_1 in sommità si ricaverà dalla formula empirica $s_1 = s - 0{,}53\sqrt{h}$, ed in ogni caso detto spessore non dovrà risultare minore di 0,60 h_1, rappresentando h_1 l'altezza della vena stramazzante. Le briglie in legname si dicono anche *viventi* quando sono formate in gran parte di essenze capaci di vegetazione immediata. Queste possono sostituire i lavori in pietrame a secco, quando le pietre sono di cattiva qualità o scarseggiano.

La costruzione delle briglie procede quasi sempre per fasi successive: dapprima si costruiscono le briglie più importanti a distanze prestabilite, e quando per effetto di esse il fondo del corso d'acqua abbia subito una certa modificazione di pendenza, tenendo presenti i risultati conseguiti, s'intercaleranno altre briglie di dimensioni minori e più avvicinate, al fine di trasformare ancora la pendenza del fondo dell'alveo nella maniera più opportuna.

Fra la costruzione delle prime e delle seconde briglie si potranno eseguire i *lavori di rimboschimento* e i *lavori di rassodamento delle frane*. Qualche volta tra le briglie di second'ordine s'inseriscono delle *soglie* formate di *viminate* (vimini di salice intrecciati a paletti di salice o di larice) o di *fascinate* (fascine di salice verde, sovrapposte).

La distruzione del rivestimento erboso e lo sboscamento, la ripidezza del pendio, le abbondanti precipitazioni atmosferiche, la poca consistenza del terreno o la friabilità della roccia, sono sempre le principali cause degli *smottamenti*, cioè delle frane di superficie. Le piante e le erbe attenuano di molto gli smottamenti poichè trattengono in parte le acque, ne suddividono e ne ritardano il cammino e con le loro radici aumentano la consistenza del terreno. Le pendici eccessivamente ripide si rinsaldano anzitutto con banchettoni in pietrame, trasformando la falda del monte a terrazzi; quindi si opera una piantagione, secondo le curve di livello, con fascinate o viminate.

Il rimboschimento si rende utile nei terreni argillosi: esso si può ottenere in vari modi, ma generalmente si preferisce il *metodo per piantagione* che consiste nel trapiantare le giovani piante prelevate da appositi vivai, scegliendo le qualità che più si adattano all'altitudine, al clima ed al terreno della zona da rimboschire.

Esistono delle disposizioni legislative che mirano a facilitare la formazione di Consorzi, tanto pel rimboschimento e rinsaldamento delle pendici montane, quanto per proteggere le zone ancora boschive (vedi manuale Colombo).

Opere di difesa aderenti alle sponde. — Si chiamano *opere aderenti* o *radenti* tutti quei lavori in fascinaggi, in legname, in muratura, o a mantellate speciali, che si eseguiscono addossati alle sponde per proteggere queste dall'azione erosiva delle acque, senza influire sull'indole generale della corrente.

In generale le *opere di difesa in verde* sono da preferirsi e per efficacia e per economia, specialmente quando le sponde del corso d'acqua sono inclinate a dolce pendio. Si utilizza il legname verde (salice, ontano, pioppo, acacia) sotto forma di *piantamenti*, *viminate*, *fascinaggi*, talvolta combinati insieme. Questi legnami a contatto dell'acqua germogliano e sviluppano rapidamente formando una folta vegetazione. Le sponde, così difese, opporranno alla corrente una certa *resistenza elastica*, che è sempre più efficace di quella offerta dalle ordinarie difese murarie (*resistenza rigida*).

Nel caso che le opere di difesa in verde non potessero attecchire per le speciali condizioni del terreno o del clima della località, si potrà ricorrere all'uso di gabbioni di vimini o di filo di ferro zincato, riempiti di ciottoli. I gabbioni, intessuti di vimini, hanno generalmente una forma cilindrica e sono senza fondo.

Collocati a posto si riempiono di ciottoli e si fissano contro la sponda del corso d'acqua con paletti conficcati nel terreno. Quando un gabbione, per qualche causa, si abbassasse senza perdersi, si potrà allungare e riempire di nuovo materiale affinchè esso continui a proteggere la sponda.

I gabbioni formati da filo di ferro zincato possono pure riempirsi di ciottoli e qualche volta anche di calcestruzzo. Essi si possono adagiare sulla sponda o si possono utilizzare mantenendoli orizzontali o verticali. A seconda dell'uso a cui sono destinati (briglie, mantellate, pennelli, dighe, ecc., ecc.) i gabbioni possono costruirsi a forma geometrica determinata. Quando si utilizza il calcestruzzo come materiale di riempimento, le pareti interne si rivestono di tela iuta o di altra sostanza economica, per arrestare la fuoruscita della gettata prima che avvenga la presa. Per impedire la deformazione del gabbione durante la pestonatura del conglomerato cementizio, si collocheranno nell'interno dei tondini longitudinali e trasversali legati alle facce opposte del gabbione. I gabbioni possono anche collegarsi fra di loro con corde metalliche e fissarsi alla sponda del corso d'acqua.

Per impedire in qualche tratto di sponda le erosioni al piede e la formazione di gorghi, si possono fare delle gettate di grosse pietre e sassi (*sassaie o scogliere*) aventi il piede entro l'alveo e ricoprenti la sponda per una certa altezza. Si può proteggere il piede della gettata con dei gabbioni sovrapposti oppure con una palificata di ritegno. Anche le spalle e le pile dei ponti possono proteggersi con analoghe difese.

Meno frequenti sono le difese in muratura di pietrame, a secco o con malta idraulica, perchè, come abbiamo già detto sopra, esse offrono un ostacolo rigido alla corrente ed esigono spese non indifferenti per la loro riparazione. Nei lavori di una certa importanza e robustezza si può ricorrere ad una difesa di pali ed assipali in cemento armato, gettati in cantiere. Questi pali si conficcano lungo la sponda ad una determinata distanza e si ancorano al terreno a mezzo di un tirante che unisce la sommità del palo ad una piastra in cemento armato incassata nella sponda dalla parte a monte del palo stesso. I pali possono avere la sezione quadrata di cm. 30 di lato e sono armati da quattro tondini longitudinali, rilegati da fasciature trasversali. Fra i pali si pongono gli assipali che possono presentare la sezione rettangolare di cm. 33 $\times$ 15 ed un'armatura metallica analoga a quella dei pali. Il sistema dei pali e degli assipali collocato in opera formerà un rivestimento frontale continuo della sponda che si vuole proteggere.

Arginature. — Per regolare il corso dei fiumi e dei torrenti, specialmente lungo il tronco di colmata e verso la foce, si costruiscono le arginature. Queste servono a contenere le acque di piena (che invaderebbero le campagne laterali) ed a migliorare il trasporto delle materie solide convogliate dalle acque.

L'arginamento di un corso d'acqua naturale può farsi o con *argini longitudinali* o con una serie di coppie di *argini trasversali*, posti generalmente l'uno di fronte all'altro.

Gli argini longitudinali obbligano tutta l'acqua del fiume o del torrente a passare per una sezione più ristretta, dove acquista una maggiore velocità. Gli argini trasversali si saldano ad un estremo al terreno insommergibile e con l'altro estremo si protendono verso l'alveo, creando qui un letto più regolare alla corrente principale. Essi lasciano accessibili, alle acque di piena e ai loro depositi, le due zone laterali nelle quali una parte delle acque sarà trattenuta per un certo tempo depositandovi le materie solide.

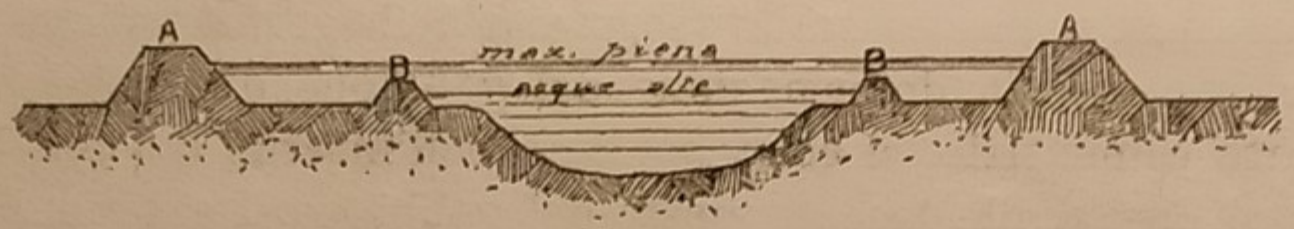


Fig. 264. — *A-A*, argini principali; *B-B*, argini di golena.

Gli argini longitudinali si costruiscono lungo quei corsi d'acqua che non trasportano le ghiaie e le sabbie, materiali questi che tenderebbero a rialzare il fondo dell'alveo in modo sensibile, creando pericoli d'inondazione per le campagne laterali. Gli argini trasversali, tenuti ad una conveniente distanza, si costruiscono in quei corsi d'acqua le cui acque di piena hanno una tale velocità da trasportare le ghiaie e le sabbie. Essi mirano a favorire un alzamento progressivo delle sponde con i depositi laterali delle materie di cui sono cariche le acque, lasciando libera alla corrente la sola parte centrale dell'alveo. La corrente incontrando tanti ostacoli rigidi, rappresentati dalle teste degli argini, scaverà l'alveo al piede di questi, incassando il proprio letto, e le materie scavate e trasportate in avanti non turberanno il regime del corso d'acqua.

Gli argini longitudinali si dicono in *froldo* se sono collocati presso le sponde naturali del corso d'acqua; si dicono in *golena* se sono collocati ad una distanza più o meno grande dalle sponde verso il limite esterno della zona sommergibile dalle piene. Il terreno, che risulta compreso fra gli argini e le sponde, dicesi golena: esso può risultare suscettibile, almeno in parte, di coltivazione per cui si dovrà proteggere dalle piene minori a mezzo di argini di altezza limitata (*argini insommergibili di golena* (vedi fig. 264), che sono però sommergibili dalle maggiori piene.

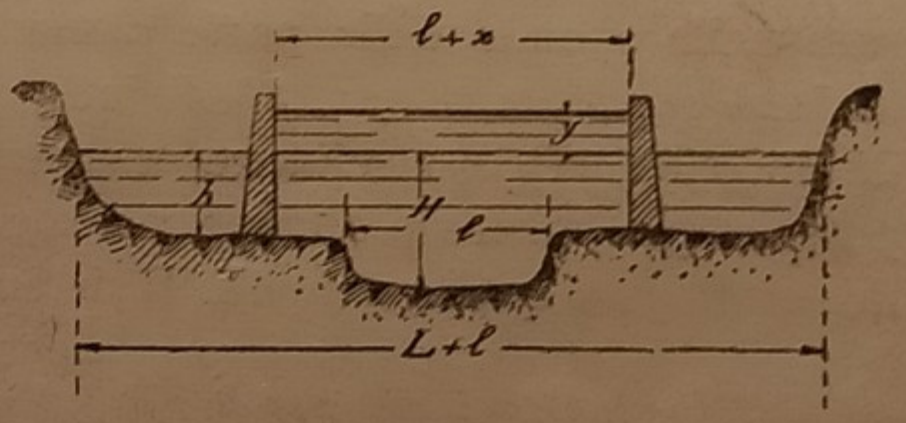


Fig. 265.

Studiamo ora il sovralzo y del livello dell'acqua nell'alveo di un fiume per effetto degli argini longitudinali. In generale il letto di un fiume consta di una parte centrale più incassata (*letto ordinario*) dove passano le acque medie e di una parte sommergibile laterale (vedi fig. 265). Indichiamo con l la larghezza del letto ordinario; con $L + l$ la larghezza sommersa per una determinata piena; con H l'altezza

del pelo di questa piena riferita al fondo del letto ordinario; con h l'altezza del pelo di piena sulla campagna sommersa; con Q_1 la portata, prima della costruzione degli argini, della parte centrale di larghezza l del letto; con Q_2 la portata della rimanente parte della sezione; con Q'_1 e Q'_2 le analoghe portate dopo costruiti gli argini. Con tali ipotesi, prima della costruzione degli argini, le portate saranno (*):

$$Q_1 = l\,H \cdot \chi\sqrt{R_1\,i}; \quad Q_2 = L\,h \cdot \chi\sqrt{R_2\,i} \qquad (1)$$

I raggi medi R_1 e R_2 valgono:

$$R_1 = \frac{l\,H}{2\,H + l} \quad (2); \qquad R_2 = \frac{L\,h}{2\,h + L} \quad (3).$$

Se dividiamo numeratore e denominatore del secondo membro della (2) per l e del secondo membro della (3) per L, avremo:

$$R_1 = \frac{H}{\frac{2\,H}{l} + 1} \quad (4); \qquad R_2 = \frac{h}{\frac{2\,h}{L} + 1} \quad (5).$$

I due rapporti $\frac{2\,H}{l}$, $\frac{2\,h}{L}$ sono in pratica (per i fiumi) assai piccoli, perciò si possono trascurare nella (4) e (5). In tale ipotesi i valori dei raggi medî R_1, R_2 diventano:

$$R_1 = H; \qquad R_2 = h\,.$$

Dopo quest'osservazione le equazioni (1) si trasformano nelle seguenti altre:

$$Q_1 = l\,H \cdot \chi\sqrt{H\,i}; \quad Q_2 = L\,h \cdot \chi\sqrt{h\,i}.$$

Quest'equazioni possono anche scriversi così:

$$Q_1 = l\,\chi\sqrt{i}\,\sqrt{H^3}; \quad Q_2 = L\,\chi\sqrt{i}\,\sqrt{h^3}.$$

Dopo la costruzione degli argini, indicando con x l'aumento di larghezza l del letto ordinario, sino agli argini, le analoghe portate Q'_1, Q'_2 (**) saranno:

$$Q'_1 = l\,(H + y) \cdot \chi\sqrt{i\,(H + y)} = l\,\chi\sqrt{i}\,\sqrt{(H + y)^3}$$
$$Q'_2 = x\,(h + y) \cdot \chi\sqrt{i\,(h + y)} = x\,\chi\sqrt{i}\,\sqrt{(h + y)^3}.$$

(*) Ricordare la nota formula $Q = A \cdot V = A \cdot \chi\sqrt{R\,i}$. (**) Vedi fig. 265.

Se la portata d'acqua dev'essere costante prima e dopo l'arginamento dovremo scrivere:

$$Q_1 + Q_2 = Q'_1 + Q'_2, \text{ ossia:}$$

$$l\chi\sqrt{i}\sqrt{H^3} + L\chi\sqrt{i}\sqrt{h^3} = l\chi\sqrt{i}\sqrt{(H+y)^3} + x\chi\sqrt{i}\sqrt{(h+y)^3}\,.$$

Semplificando si ottiene:

$$l\sqrt{H^3} + L\sqrt{h^3} = l\sqrt{(H+y)^3} + x\sqrt{(h+y)^3}; \quad (6)\,.$$

Da quest'equazione si può ricavare il valore del sovralzo y per un dato valore di x o viceversa, operando per tentativi.

Abbiamo supposto che la portata di piena sia la stessa prima e dopo l'arginamento, ma effettivamente l'arginamento ha per effetto di aumentare la portata di piena, cosicchè il sovralzo y, che realmente si produce, supera quello ricavato teoricamente con la equazione (6). Dopo quest'osservazione, l'altezza degli argini longitudinali dovrà aumentarsi relativamente al valore calcolato y con la equazione (6), indipendentemente dal *franco* che si deve sempre assegnare ai rilevati di terra (vedi pag. 76) per compensare l'abbassamento del rilevato, e dal franco o *sopraelevazione di sicurezza* rispetto al pelo di max. piena.

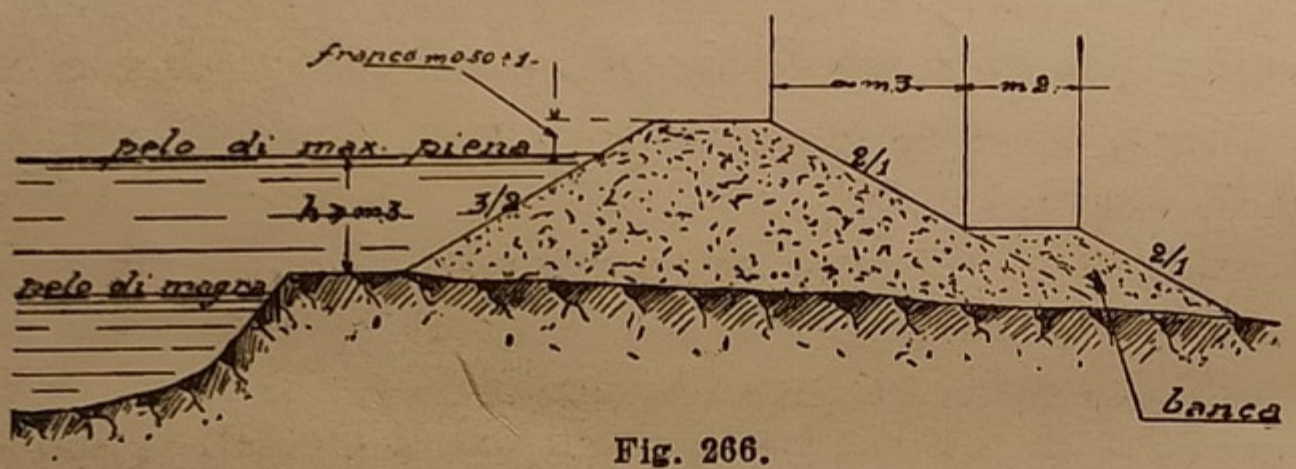


Fig. 266.

La sezione trasversale degli argini è generalmente trapezia. La larghezza in sommità in genere è subordinata alle esigenze di viabilità: per gli argini maestri detta larghezza non sarà minore di m. 2, se la larghezza del fiume raggiunge i m. 40. Per ogni metro di maggior larghezza di fiume la larghezza in sommità dell'argine si aumenterà di m. 0,04. L'inclinazione delle scarpate sarà più dolce verso la campagna che non verso il fiume, affinchè risulti maggiore la stabilità allo scorrimento per effetto dell'imbibizione. Praticamente la scarpa verso campagna si fisserà in $2/1 \div 2{,}5/1$ e verso il fiume in $3/2 \div 2/1$. Per i piccoli argini sommergibili le scarpe esterne si tengono generalmente eguali a quelle interne.

Quando l'altezza dell'acqua sul piano di campagna è all'incirca eguale o maggiore di m. 3 si dovrà rinforzare l'argine verso campagna con una *banca* (vedi fig. 266) che deve presentare un ingrossamento di m. 2 di larghezza a circa m. 3 dal ciglio. Se l'altezza dell'acqua sul piano di campagna raggiunge i m. $5 \div 6$ oltre la banca si costruirà un secondo ingrossamento verso campagna (*sottobanca*), ed eventualmente si costruirà un terzo ingrossamento (*piè di banca*). Dei rin-

grossi simili a questi possono costruirsi verso fiume e vengono chiamati, a partire dall'alto, *petto*, *antipetto*, *parapetto*.

Le scarpate verso acqua degli argini in froldo, lungo i fiumi a corrente rilevante, dovranno presidiarsi con *rivestimento*, *scogliere*, *gabbioni*, ecc. In generale la sommità dell'argine viene sistemata con massicciata a sede stradale. Le scarpate sono protette da un rivestimento erboso; le *berme* interne ed esterne all'argine non si coltivano; i fossi di scolo dalla parte della campagna si debbono costruire distanti il più possibile dal piede dell'argine.

Gli argini si costruiscono preferibilmente con argilla sabbiosa priva di sterpi, di ciottoli e di residui vegetali. Non conviene utilizzare l'argilla pura perchè questa dà luogo a screpolature eccessive. Il terreno di base va anzitutto ripulito dalle radici e zappato per ottenere un buon collegamento. Nella costruzione del rilevato si terranno presenti tutte quelle norme che sono già state indicate a pag. 73 e seguenti.

Per economia di trasporto, la terra occorrente alla costruzione dell'argine si può ricavare dalla vicina campagna, osservando di mantenere la zona di scavo a non meno di m. $25 \div 30$ dal piede dell'argine; oppure si può ricavare nella zona di golena e allora si dovrà lasciare intatta, tanto lungo la ripa, quanto lungo il piede dell'argine, una striscia di terra larga almeno m. 5, affinchè non abbiano a formarsi canali pericolosi alla stabilità dell'argine.

Gli argini trasversali si dicono anche *ortogonali* perchè nei tratti d'alveo rettilinei si costruiscono a coppie con direzione normale, o quasi, alla corrente. La distanza fra le successive coppie dev'essere tale che ciascuna coppia succeda alla precedente là dove questa ha già cessato, o cessa di far sentire il proprio effetto, e ciò dipende dalla natura del corso d'acqua. L'apertura fra le teste o *pignoni* di due argini opposti dev'essere regolata in modo che le teste stesse della coppia di argini reagiscano contemporaneamente ed in egual misura sulla corrente. Se una testa (vedi fig. 267) reagisse prima dell'altra, la corrente andrebbe ad investire l'argine opposto della coppia successiva e da quest'ultima sarebbe inviata contro l'altra sponda nell'intervallo fra la seconda e terza coppia.

Pertanto, l'ampiezza dell'apertura dovrà determinarsi con osservazioni accurate sul regime del corso d'acqua, sull'ampiezza della sezione bagnata di questa, specialmente ad acque magre o a piene normali.

Nei tratti di sponda in curva le acque tendono a seguire la linea retta tangente alla curva stessa, specialmente dalla parte della sponda concava. Perciò gli argini trasversali saldati alla sponda convessa (vedi fig. 268) seguiranno la direzione del raggio della curva, mentre gli argini saldati alla sponda concava avranno una direzione perpendicolare alla tangente $a - a$ alla curva e le loro

teste termineranno nell'intersezione col raggio che segna la direzione del corrispondente argine opposto.

Il pignone, o testa dell'argine trasversale, è formato generalmente a tronco di cono, è rivestito di muratura ed è munito di solida fondazione spinta ad una

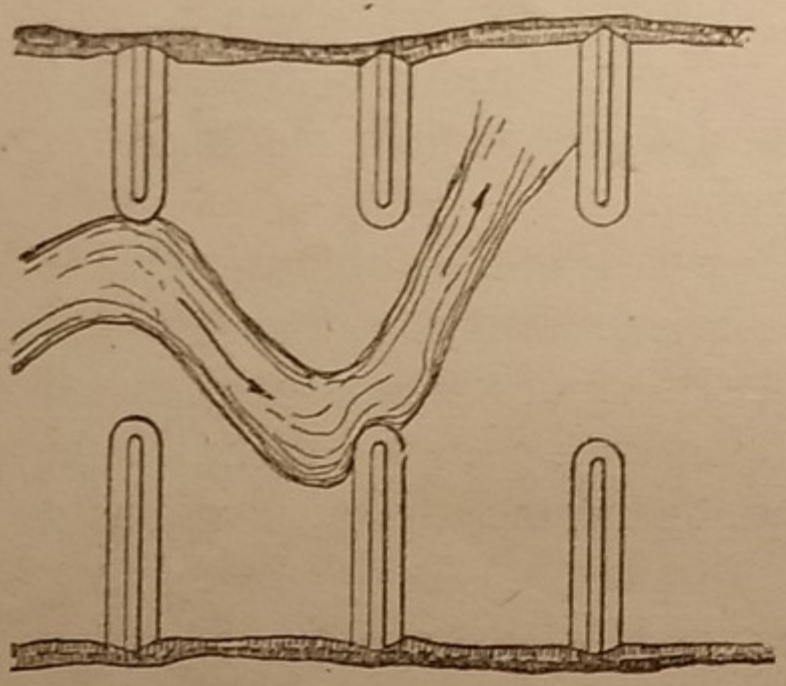


Fig. 267.

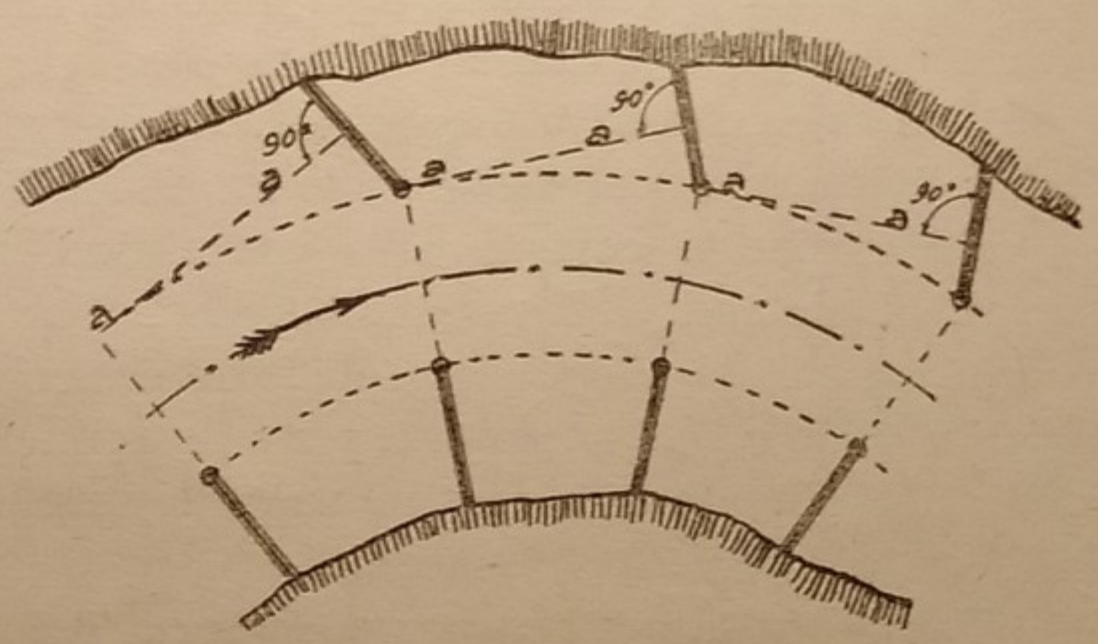


Fig. 268.

profondità inaccessibile ai vortici. Il rivestimento murario del pignone si prolunga alquanto lungo le scarpate dell'argine, specialmente lungo la scarpata a monte, per difendere queste dall'urto delle acque di piena. Mentre il rivestimento del pignone e di un tratto contiguo a questo si farà in pietrame e malta idraulica, il rivestimento dei tratti di scarpate dell'argine colpiti dalla corrente di piena potrà farsi in ciottolame a malta e terminarlo con ciottolame a secco.

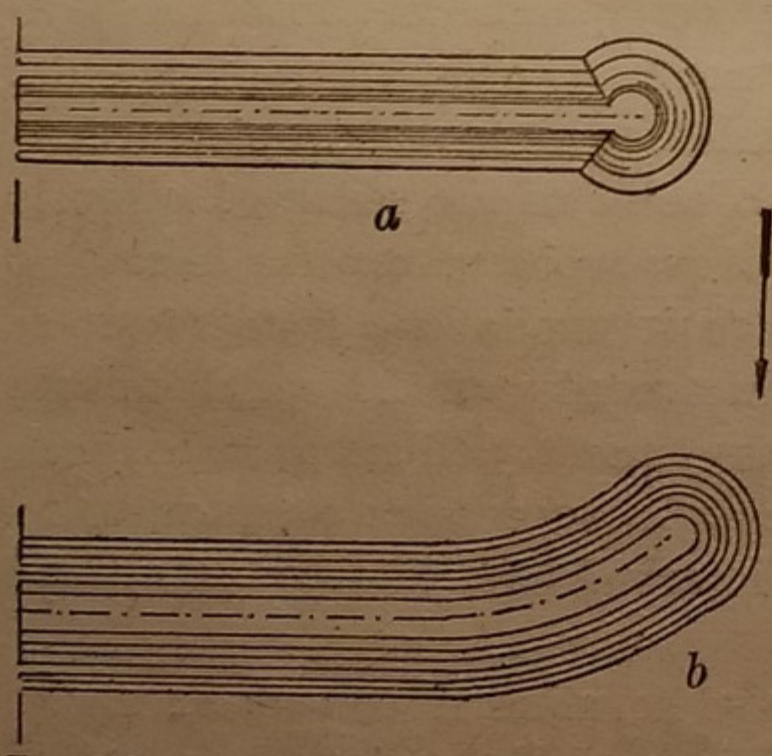


Fig. 269. — *a*, pignone saldato perpendicolarmente all'asse dell'argine; *b*, pignone presentante una leggera curvatura a monte.

Il tronco di cono del pignone può disporsi in una maniera opportuna rispetto all'asse dell'argine. Abbassandosi le acque di piena lungo le scarpate a monte degli argini trasversali si producono delle correnti pericolose, per cui se il pignone si trova centrato (vedi fig. 269 *a*) o quasi sull'asse dell'argine, la corrente, trovandosi a contatto diretto della scarpata, può facilmente corroderla, per cui converrà difenderla con rivestimento in muratura e con scogliere (vedi fig. 270). È da preferirsi la disposizione del pignone saldato all'estremità dell'argine e presentante una leggera curvatura rivolta a monte (vedi fig. 269 *b*) affinchè l'acqua sia invitata ad allontanarsi dall'argine

prendendo una direzione obliqua rispetto alla corrente principale, per cui diminuirà la sua velocità.

Gli argini possono rompersi per svariate cause e specialmente per i *sormonti d'acqua* per i *fontanazzi* (*sifonamenti*), per gli *sfiancamenti* e per le *erosioni*.

Al pericolo di sormonto si provvede costruendo sopra l'argine un arginello in terra o, ancor meglio, con sacchi di terra. L'argine dovrà presentare ogni tanto dei *piazzali* per depositarvi la terra occorrente ai rialzi (mediamente 3 ÷ ÷ 4 % del volume totale richiesto dalla costruzione dell'argine).

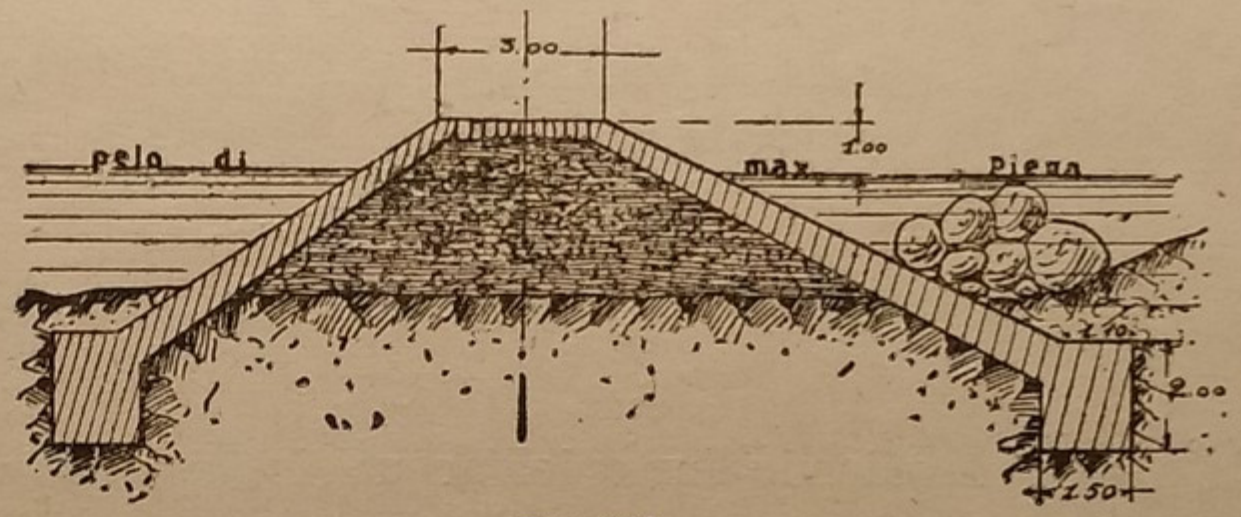


Fig. 270.

I fontanazzi si formano a causa della putrefazione dei residui vegetali incorporati nel rilevato di terra, oppure per azione delle talpe, per uno straordinario perdurare del livello di piena e, infine, per azioni chimiche di soluzioni calcaree. L'acqua del fiume penetrando attraverso la parte più bassa dell'argine lo sifona, per apparire poi dalla parte opposta, e cioè verso campagna, sotto forma di zampillo.

Quando si forma un fontanazzo si provvederà subito a ridurre la velocità dell'acqua dello zampillo circoscrivendo questo con un arginello che creerà una contropressione. L'altezza dell'arginello dovrà esser tale per cui l'acqua, in relazione al controbattente creato, tracimi limpida. Il punto di trabocco dev'essere opportunamente presidiato con sacchi o tavole.

Si potrà allontanare il pericolo della formazione dei fontanazzi rinforzando la sezione dell'argine a mezzo di *banche*, *sottobanche* ecc., di cui abbiamo già parlato.

Gli sfiancamenti dell'argine possono verificarsi in seguito al rammollimento della terra sottoposta a prolungato contatto con le acque di piena. Lo sfiancamento è preceduto da deformazione del profilo dell'argine e dalla comparsa di fenditure longitudinali in sommità. Si può provvedere a ciò stendendo delle tele tenute aderenti alla scarpata dell'argine verso fiume, costruendo dei rinfianchi di terra (banche e sottobanche), delle palafitte di contrasto, ecc. Però non si conseguono che risultati transitori, per cui conviene quasi sempre abbandonare il tratto d'argine minacciato, costruendone uno nuovo in ritiro.

L'erosione del corpo del rilevato si manifesta specialmente negli argini in froldo, nelle parti colpite dalla corrente, risvolte, ecc. Il tratto d'argine minac-

ciato si dovrà presidiare con scogliere, gettate di massi, gabbioni, rivestimenti, ecc. È sempre opportuno accoppiare alla difesa frontale un rinterro dell'argine stesso verso campagna.

Pennelli o repellenti. — I *pennelli* o *repellenti* sono opere saltuarie sporgenti in alveo, destinate a proteggere dall'urto della corrente una parte minacciata di sponda. La sporgenza in alveo si fissa ordinariamente non maggiore della larghezza dell'alveo e l'altezza non deve superare il limite delle acque ordinarie.

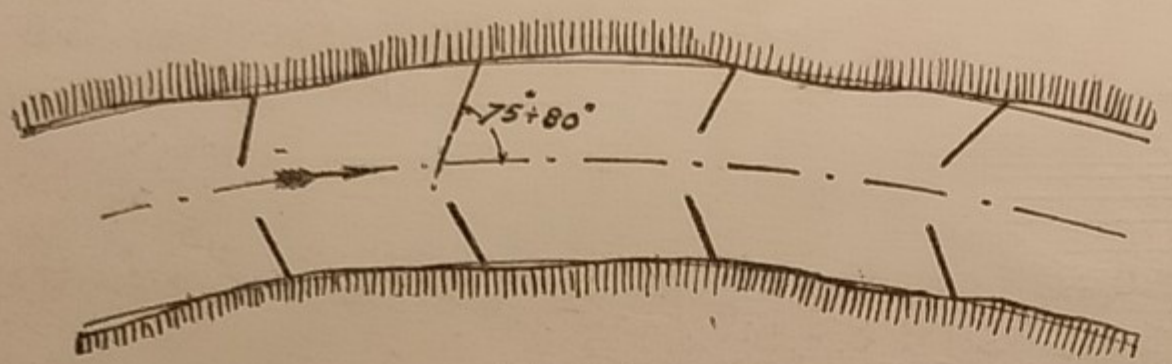


Fig. 271.

I pennelli si possono disporre lungo una sola sponda ad intervalli corrispondenti a cinque volte la loro sporgenza in alveo, prevedendo l'urto dell'acqua (*botta*) sulla sponda opposta. Hanno generalmente una forma a tronco di piramide, con sezione triangolare o trapezia e sono bene saldati con una estremità alla sponda del corso d'acqua. Possono risultare normali od obliqui alla corrente. I pennelli *normali* si utilizzano soltanto in presenza di terreno consistente, poichè essi producono dei gorghi nella corrente che possono minacciare la loro stabilità. I pennelli *divergenti* (*) verso monte sono vantaggiosi in quanto avviano le acque di piena, che vi stramazzano sopra, verso il mezzo del corso d'acqua. Essi formano generalmente un angolo di 75° ÷ 80° (vedi fig. 271) con l'andamento del filone. Si possono pure utilizzare i pennelli a *baionetta* che presentano il tratto d'attacco normale alla sponda e poi si ripiegano secondo la direzione della corrente.

I pennelli più robusti si costruiscono in muratura di pietrame e malta idraulica, su fondazione in calcestruzzo bene incassata nell'alveo. Qualche volta possono formarsi in terra con rivestimento murario. Se l'alveo contiene una sufficiente quantità di ciottoli grossi, il pennello potrà costruirsi economicamente utilizzando questo materiale e disponendo alle testate una palificata di contenimento. Si possono utilizzare anche dei grossi blocchi, oppure dei gabbioni di filo di ferro zincato di forma parallelepipeda o cilindrica, riempiti di ciottolame. In ogni caso si deve sempre curare l'immorsamento del pennello alla sponda e prevedere lo scalzamento o l'aggiramento della testata da parte della corrente, costruendo una scogliera di protezione.

Se i pennelli, oltre ad allontanare la corrente dalle sponde, debbono creare un alveo di magra più stabile e più profondo, si dovranno disporre lungo le due

---

(*) Un pennello dicesi *divergente* quando forma un angolo acuto con la parte di sponda a monte corrispondente al suo attacco.

rive, ponendo le coppie successive ad una certa distanza da non produrre un rialzo nocivo del livello di piena. Calcolato il rigurgito prodotto da una coppia di pennelli durante il periodo di piena, si determinerà la sua ampiezza che dovrà risultare minore della distanza fra due coppie successive di pennelli, affinchè i singoli rigurgiti non possano sovrapporsi. Sulla planimetria del corso d'acqua si fisseranno le posizioni dei pennelli le cui testate dovranno risultare simmetriche rispetto alla curvatura del letto sistemato. Questa curvatura si stabilirà sulla carta con un certo criterio, tenendo presente di evitare le brusche variazioni di curvatura, i raggi troppo piccoli, gli eccessivi accorciamenti nello sviluppo del filone, ecc.

VII. - CENNI SUI LAGHI ARTIFICIALI E SULLE DIGHE DI SBARRAMENTO

Generalità. — Per convogliare e trattenere le acque che sgrondano dalle pendici delle vallate nelle zone alpestri, si sbarra in luogo opportuno, sino ad una certa altezza, la vallata con una *traversa* o *diga*: si crea così un grande serbatoio o *lago artificiale*.

A seconda le condizioni topografiche della località e l'importanza del lavoro di sbarramento, la diga potrà costruirsi in *terra*, in *muratura ordinaria* o in *cemento armato*.

I laghi artificiali si creano per quelle località dove scarseggia l'acqua. Essi provvedono ad immagazzinare sufficiente quantità d'acqua durante i periodi di abbondanza, per poterla dispensare in epoche di magra a scopi diversi (*irrigazione*, *industriale*, per alimentare *condotti urbani*, ecc.).

La costruzione dei grandi serbatoi crea grandi vantaggi all'economia di una regione ed evita a questa dei danni in quanto compensa il variare del deflusso naturale del corso d'acqua che attraversa lo sbarramento.

Lo sbarramento deve costruirsi dopo un accurato studio del terreno di fondazione e della resistenza delle murature, affinchè non vi siano pericoli sulla sua stabilità. In caso di rottura dello sbarramento si avrebbero danni incalcolabili nelle sottostanti campagne ed abitati, con perdite di beni e di vite umane! Ecco perchè lo studio e la direzione dei lavori di questi importanti e delicati progetti vengono sempre affidati a persone esperte e d'indiscussa competenza tecnica.

Cenni sullo studio di uno sbarramento. — Anzitutto si determinerà la quantità d'acqua necessaria da immettersi nel serbatoio che è destinato ad un determinato scopo. Questa quantità dev'essere aumentata della parte che si perde

per evaporazione ed infiltrazione prima di giungere al luogo d'impiego. Un altro aumento dovrà farsi per avere una riserva d'acqua in caso di una grande siccità non prevista.

Individuato il luogo propizio per costruirvi lo sbarramento, si dovrà studiare se il torrente che si raccoglie nella vallata è capace di fornire tutta l'acqua che si vuole immagazzinare nel bacino, in caso contrario si dovrà studiare il modo di condurvela.

Sulla carta topografica della località, nella scala 1/25000, si segnerà e quindi si misurerà col planimetro la superficie del bacino. Dagli osservatori più vicini si raccoglieranno le osservazioni pluviometriche durante un certo numero di anni, per fare poi un controllo con quelle ottenute da osservazioni dirette. Si tenga presente che nei bacini montani le piogge cadono più abbondanti che non al piano.

Se le osservazioni udometriche si fanno in osservatorî situati molto più a valle del serbatoio si consiglia di aumentare la quantità d'acqua piovuta di mm. 50 ÷ 90 per ogni m. 100 di elevazione.

Quando sia stata determinata l'altezza media della pioggia caduta annualmente nel bacino imbrifero a monte della località da sbarrarsi e sia nota la superficie del bacino stesso, si potrà conoscere il volume d'acqua totale che vi cade in un anno.

Si deve tenere presente che l'acqua caduta durante un temporale o un nubifragio può costituire un danno al serbatoio pieno, per cui sarà opportuno studiare anche uno smaltimento di queste acque, evitando possibili disastri.

In seguito si procederà a studiare il regime del corso d'acqua da sbarrarsi rilevando la sua portata in diversi punti, nelle diverse stagioni dell'anno e per varî anni. Si determineranno poi la massima e la minima portata e la media annuale.

Tutti i diritti d'acqua già acquisiti lungo il corso naturale a valle del sertoio dovranno essere mantenuti, come pure si dovrà tener conto delle altre eventuali erogazioni d'acqua per soddisfare i nuovi utenti.

Dopo tutti questi studi preliminari si osserverà se convenga costruire un unico bacino (soluzione da preferirsi) oppure più bacini piccoli e di eguale capacità. Il luogo più opportuno per la costruzione è sempre quello in cui la valle presenta una strettissima gola (vedi fig. 272) che si allarga a monte per una certa lunghezza a guisa d'imbuto.

Dal punto di vista topografico la località scelta deve presentare una stretta molta angusta, con le pareti laterali quasi a picco, affinchè la diga possa risultare molto alta e poco lunga. La vallata a monte deve presentare un rapido allargamento per una certa estensione e la pendenza del fondo di questo tratto

dev'essere piccola (meno dell'1 %), osservando che la capacità del serbatoio è in ragione inversa della pendenza del suo fondo.

Uno studio molto accurato deve essere rivolto alle fondazioni dello sbarramento, per cui necessiteranno numerosi assaggi: nei casi dubbi o difficili sarà necessario ricorrere al parere di provetti geologi.

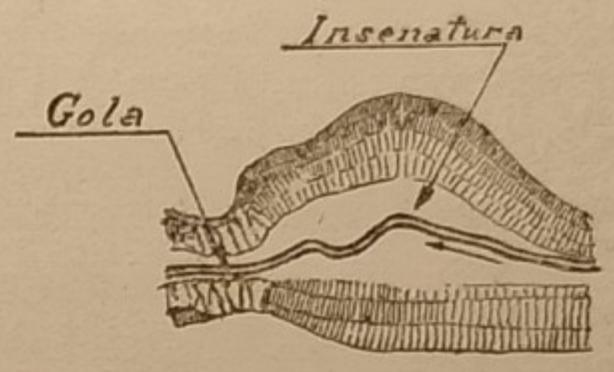


Fig. 272.

Se la diga deve costruirsi in muratura le sue fondazioni dovranno raggiungere la roccia compatta e resistente. Inoltre, il fondo ed i lati dello sbarramento dovranno risultare impermeabili all'acqua. L'asse della diga dovrà risultare parallelo alla direzione degli strati rocciosi ed ogni letto della muratura dovrà riposare sopra una roccia omogenea.

Poichè per la costruzione della diga occorre un notevole volume di muratura, la località deve avere prossimi i materiali da costruzione e deve offrire facilità di trasporto dei medesimi. Se la diga deve costruirsi in terra occorrerà che nei pressi della costruzione si trovino gli elementi voluti e nella quantità occorrente per fare la necessaria miscela.

Per formare l'insieme della costruzione di un grande serbatoio necessitano, in generale, le seguenti opere: la *diga di sbarramento* (A) (vedi fig. 273), che presenta quasi sempre una leggera curvatura con la convessità rivolta a monte;

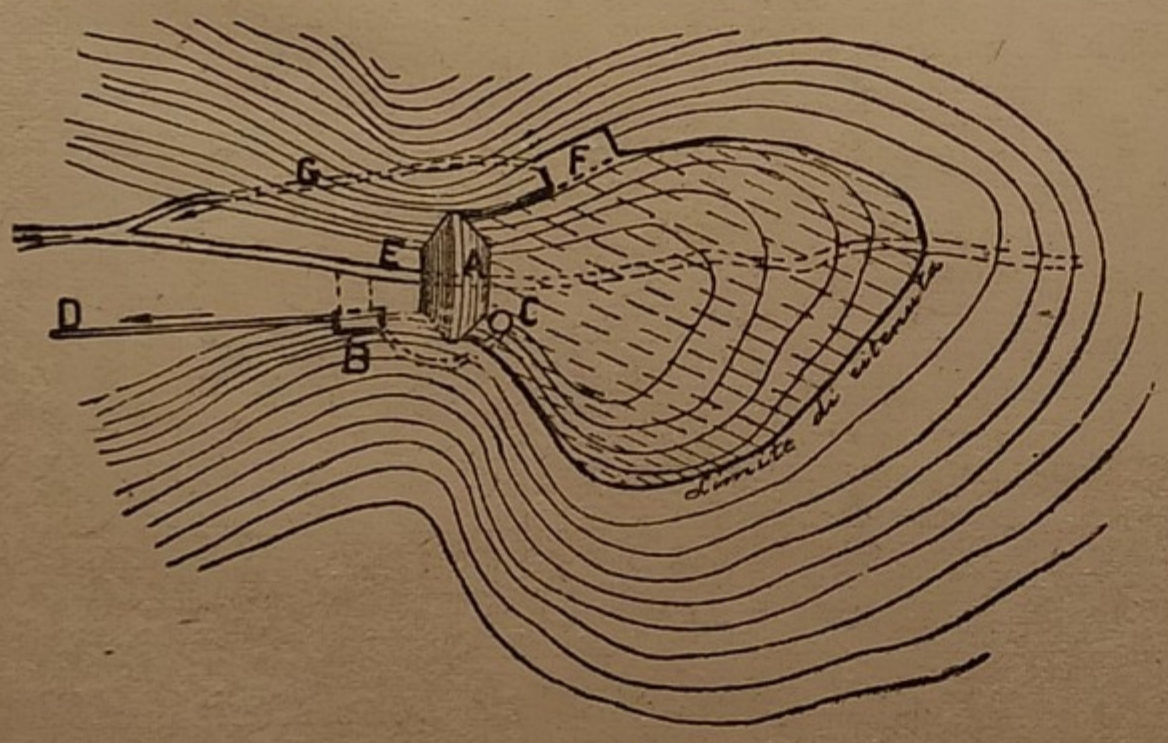


Fig. 273.

il *canale di erogazione* che parte dall'*edificio di presa d'acqua* (C), attraversa la falda del monte in galleria, e va a sboccare a valle della diga in un *bacino* (B) munito di *luci di scarico*. Di qui l'acqua viene regolata nel canale (D), mentre l'eccesso d'acqua viene inviato nello *scaricatore di fondo* (E) che attraversa la diga al piede. Questo scaricatore serve a ripulire e a spurgare il serbatoio dai sedimenti. Lo *scaricatore di superficie* (F) che è una grande vasca posta a livello del *limite di ritenuta* del serbatoio, munito di sfioratore e di luci con saracinesche per introdurre l'eccedenza d'acqua del serbatoio e scaricarle a mezzo del canale (G), che in parte corre in galleria, nell'alveo naturale. In alcuni tipi di dighe in muratura l'eccesso d'acqua del serbatoio può stramazzare dalla sommità della diga.

Dighe in terra. — Le dighe in terra si erigono su terra: esse risultano economiche se l'altezza di ritenuta d'acqua è piccola (al massimo m. 25—). Possono costruirsi in *pura terra* o con *impermeabilizzazione artificiale*. Quelle in pura terra si erigono su terreni compatti e debbono risultare impermeabili. Quelle con impermeabilizzazione artificiale comprendono un *corpo di sostegno* ed uno *stagnante*; il corpo di sostegno può costruirsi in muratura o in calcestruzzo, e la parte stagnante si può realizzare con un manto esterno in calcestruzzo, in muratura di pietrame, oppure in argilla e terra mescolate con latte di calce.

L'inclinazione delle scarpate della diga dev'essere dolce affinchè sia assicurata la stabilità dell'insieme anche allo stato di imbibimento. Il vigente regolamento italiano prescrive le seguenti inclinazioni minime:

per dighe alte sino a m. 15: a monte 1/2, a valle 1/1,5
per dighe alte sino a m. 15 ÷ 25: a monte 1/2,5, a valle 1/2.

La sezione della diga è un trapezio: la larghezza della base superiore (*coronamento*) dev'essere eguale ad 1/3 dell'altezza e in ogni caso non minore di m. 3. Una larghezza maggiore può richiedersi se al disopra della diga si deve costruire una strada per il transito da una sponda all'altra della vallata. Il franco del coronamento sarà almeno di m. 1,50 sul livello normale dell'acqua. Deve escludersi sempre la possibilità che l'acqua possa tracimare al disopra della diga. La terra da utilizzarsi nella costruzione della diga è quella *argillosa-sabbiosa*, con 1/3 ÷ 1/2 di argilla e 2/3 ÷ 1/2 di sabbia. Il materiale terroso si stende a strati orizzontali dello spessore massimo di cm. 30 e si costipa accuratamente con mazzeranghe, con rulli compressori del peso di 5 t. e più. Prima del rinterro si deve togliere la cotica erbosa e le radici e si deve predisporre una indentatura per saldare il rilevato al sottosuolo.

Per evitare travenazioni, alla base della diga si collocano al piede, a valle, dei tubi del diametro di cm. 5 ÷ 10 con scarico all'esterno, disposti parallelamente all'asse, oppure si possono costruire dei fognoli in pietrame.

Il consolidamento delle scarpate si può ottenere con un rivestimento in pietrame a secco dello spessore di cm. 40 ÷ 60, gettato su un letto di ghiaia o pietrisco; oppure si possono utilizzare dei blocchi in calcestruzzo. Il rivestimento evita i danni che possono provocare le precipitazioni atmosferiche, il moto ondoso delle acque del serbatoio, gli animali roditori, ecc. Per le dighe di minore importanza il rivestimento può farsi con zolle erbose.

Con le usuali dimensioni che si assegnano alle dighe in terra risultano abbastanza soddisfatte le condizioni di stabilità. Il calcolo si può impostare considerando la diga in terra come un corpo isolato (ritenendo il peso della terra mediamente di Kg. 1600/m^3., diminuito del 25 % nell'acqua). La curva delle

pressioni dev'essere compresa nel terzo medio della traccia di ogni sezione orizzontale. Il carico trasmesso sulla base di fondazione dev'essere minore del carico di sicurezza del terreno.

I pericoli più da temersi per queste dighe sono i cedimenti prodotti dal sormonto dell'acqua e dal sifonamento.

Dighe in muratura a secco. — Si costruiscono quando, per ragioni economiche, non sia possibile ricorrere ad altro mezzo. L'altezza di ritenuta massima sarà di m. 30; la sezione trasversale sarà trapezia con inclinazione della scarpata

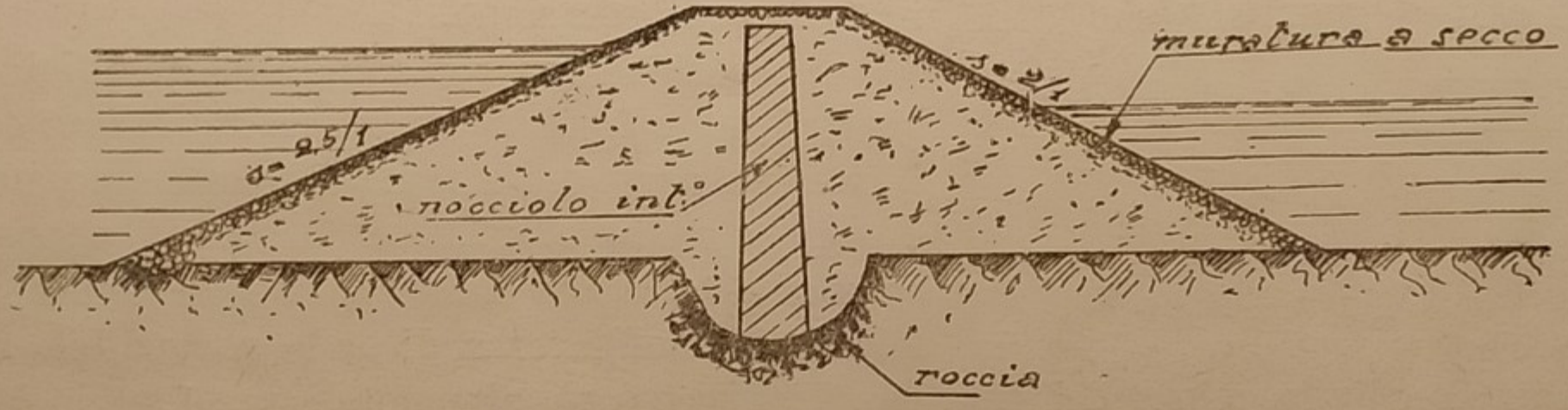


Fig. 274.

a monte di 2/1, almeno. In ogni caso il rapporto fra la larghezza e l'altezza della diga, in ogni punto della sezione, non dovrà risultare minore a 2. Il franco del coronamento dovrà essere eguale alla semionda più m. 1; la sua larghezza sarà 1/6 dell'altezza e non dovrà mai essere minore di m. 2,50.

Il materiale più grosso viene disposto a valle dovendo fare da sostegno; quello più minuto si dispone a monte dovendo funzionare da stagnatura.

Si può talvolta costruire un nocciolo interno compatto di pietrame, rivestito da due corpi laterali di sostegno e di protezione. Il nocciolo interno (vedi fig. 274) deve raggiungere il terreno compatto: esso può costruirsi in muratura, se la fondazione è costituita da roccia sana; oppure in argilla se deve riposare su terreno solido. La sistemazione del pietrame si farà a mano, ponendo particolare cura nella formazione dei paramenti. Il vuoto fra gli elementi lapidei non dovrà eccedere il 30 % del volume totale. La tenuta a monte sarà preferibilmente ottenuta con lastroni in cemento armato; i giunti di assestamento saranno calafatati. Questo diaframma impermeabile sarà prolungato a guisa di taglione nel sottosuolo.

Nei calcoli di stabilità della diga allo scorrimento si assuma un coefficiente d'attrito alla base non maggiore di 0,30.

Dighe in muratura ordinaria (*Dighe a gravità* (*)). — Sono formate o da muratura di pietrame e malta idraulica, oppure di calcestruzzo cementizio con blocchi immersi. La loro sezione trasversale è ampia affinchè la diga risulti molto stabile al rovesciamento sotto l'azione della spinta dell'acqua. Per questo motivo le dighe a gravità sono costose: in pratica si cerca di utilizzare delle sezioni con un impiego minimo di materiale opportunamente distribuito, in modo da ottenere un'elevata resistenza alla spinta idrostatica. Altre volte, invece, si utilizzano le dighe a volta e si trae profitto della resistenza che offrono i materiali alla trazione.

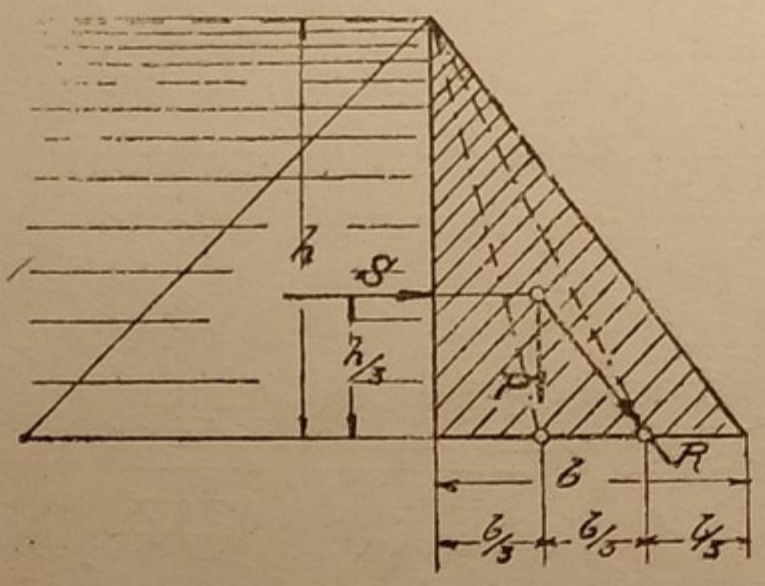


Fig. 275.

La sezione trasversale di queste dighe è generalmente formata da un *triangolo-base* con il vertice posto all'altezza del massimo pelo d'acqua (vedi fig. 275), e da un sovrapposto *coronamento* le cui dimensioni si determinano in relazione all'altezza di onda prevedibile nel serbatoio ed alla spinta del ghiaccio. Il franco sarà almeno di m. 1. e la larghezza in sommità si farà di m. $3 \div 5$.

Indichiamo con Δ il peso di 1 m³ di muratura, con b ed h (vedi fig. 275) la base e l'altezza del triangolo rettangolo corrispondente alla sezione trasversale di un metro lineare di muro. Sarà: $\frac{b\,h}{2}\,\Delta$ il peso di un metro lineare di muro. Se si assume come peso specifico dell'acqua 1 t./m³, la spinta idrostatica sarà: $\frac{h \cdot h}{2} \times 1 = \frac{h^2}{2}$. Affinchè sia soddisfatta la condizione che non si verifichino sforzi di trazione nel lembo della muratura a monte, occorrerà che la risultante R del peso di 1 m. di muro e della spinta idrostatica S passi almeno per l'estremo del terzo medio a valle (ossia non esca fuori del nocciolo centrale della sezione orizzontale di base del muro). Pertanto il momento della risultante R rispetto a questo punto dovrà risultare nullo, e perciò dovrà risultare pure nulla la somma algebrica dei momenti delle due componenti di R rispetto allo stesso centro di rotazione, per cui possiamo scrivere le seguente equazione:

$$\left(\frac{b\,h}{2}\,\Delta\right) \cdot \frac{b}{3} - \frac{h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} = 0;$$

(*) In Italia la diga a gravità più grande è quella di Suviana, sul Limentra di Treppio alta m. 90.

e risolvendo rispetto a b avremo:

$$b = h/\sqrt{\Delta} \qquad (1)$$

A serbatoio vuoto ($S = 0$) la linea delle pressioni (peso della sola muratura) dovrà passare per l'estremo a monte del nocciolo centrale di ogni sezione orizzontale di muro. Se fissiamo il peso di 1 m³. di muratura di pietrame eguale a Kg. 2250 = t. 2,25, in virtù dell'equazione (1) otteniamo: $b = h/\sqrt{2,25} = h/1,5 = 2\,h/3$.

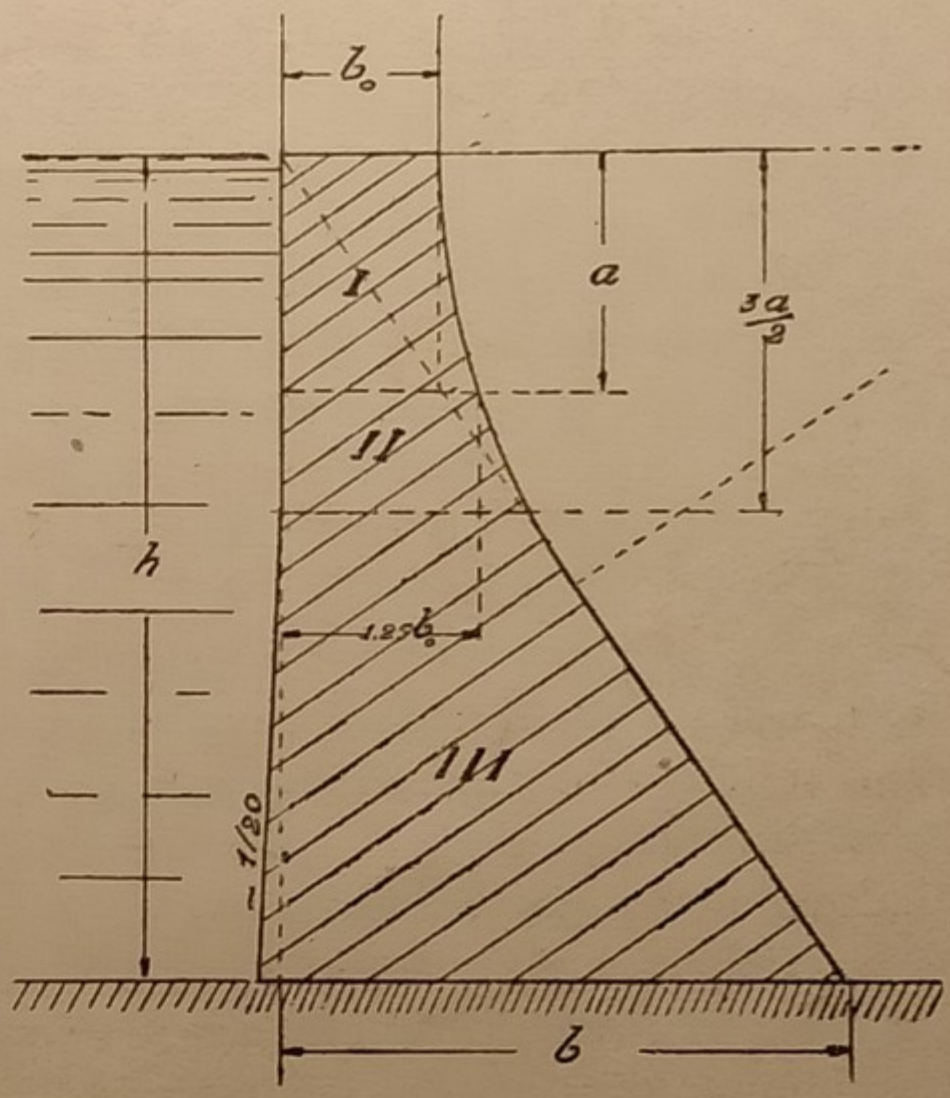


Fig. 276.

Nei progetti di massima generalmente si assume: $b = (0,68 \div 0,75)\,h$ oppure $b = (0,80 \div 0,85)\,h$, secondochè non si tiene conto oppure si tiene conto della pressione interna dell'acqua di permeazione (*sottopressione*).

Praticamente l'aumento di peso dovuto al coronamento cambia le condizioni statiche del muro e se si verifica che un allargamento b_0 in sommità (vedi fig. 276) dia luogo ad un aumento di peso non superiore alla spinta idrostatica, cioè si verifichi essere: $\frac{b_0 \cdot a}{2}\Delta < \frac{a^2}{2} \cdot 1$, e quindi $a \geqslant b_0 \cdot \Delta$, si dovrà allargare la sezione del muro per evitare gli sforzi di trazione nella muratura a monte.

Con l'introduzione del coronamento la sezione della diga si comporrà di tre zone principali I, II, III (vedi fig. 276) i cui profili si raccordano ad arco.

Per la stabilità di una diga, in ogni sezione orizzontale di un metro lineare di muro debbono verificarsi le seguenti condizioni:

1) *Le curve delle pressioni a serbatoio vuoto e a serbatoio pieno debbono rimanere entro il terzo medio della traccia della sezione orizzontale, affinchè siano evitati gli sforzi di tensione nella muratura.*

2) *In ogni traccia di sezione orizzontale del muro dev'essere soddisfatta la stabilità allo scorrimento, cioè la linea d'azione della risultante* (peso proprio della parte superiore di muro e relativa spinta idrostatica) *deve formare con la normale alla traccia stessa della sezione un angolo minore dell'angolo d'attrito.*

3) *Le sollecitazioni di presso-flessione nella muratura di elevazione e nella fondazione non debbono superare i rispettivi carichi di sicurezza a compressione.*

La verifica della stabilità si potrà fare col metodo grafico che è assai spedito ed illustrativo, ricorrendo ai noti procedimenti di statica grafica.

Il vigente regolamento italiano (1-10-1931-X, N. 271) stabilisce le norme pel calcolo statico delle dighe in muratura a gravità e prescrive come si debba tener conto delle eventuali sottopressioni nel corpo della diga e specialmente alla base di questa. È prescritto che il paramento a valle della diga non risulti più impermeabile del corpo stesso della diga. Si può raggiungere questo scopo praticando alcune feritoie nella parte inferiore del paramento a valle.

Nelle dighe formate di conglomerato cementizio si debbono prevedere i giunti provvisorî di *contrazione* che verranno chiusi dopo avvenuto il ritiro. Il pietrame usato nella costruzione deve provenire da roccia sana e molto resistente. La muratura dev'essere eseguita a *giunti incerti*, cioè i blocchi di pietra debbono sporgere da ciascuno strato ed incastrarsi in quello successivo. Possibilmente si utilizzano blocchi di grandi dimensioni per ottenere una maggiore stabilità ed un'economia di malta di calce. Dopo avvenuta la presa tutte le commessure apparenti dovranno stuccarsi con malta cementizia. La costruzione non si deve eseguire nell'inverno: sospendendo il lavoro per un certo tempo converrà introdurre l'acqua nel recipiente, lasciando un certo franco al disotto dell'altezza di muro costruito.

Nelle dighe di maggiore importanza si costruisce la cornice di coronamento in pietra da taglio e talvolta anche un parapetto terminale quando sulla sommità del muro deve passare una strada.

Come già abbiamo accennato, l'asse della diga è generalmente curvilineo con una leggera convessità rivolta a monte, affinchè la diga risulti più stabile sotto l'azione della spinta dell'acqua. Il raggio di curvatura è maggiore di m. 200. Però nella determinazione del profilo della sezione non si tiene conto della curvatura.

Dighe a volta semplice e a volte multiple. - Dighe in cemento armato a soletta e speroni. — Le dighe a volta si utilizzano specialmente nelle valli strette, in presenza di roccia resistente che sia capace di sviluppare la necessaria reazione d'appoggio. Il raggio e lo spessore della diga si prefissano entro quei limiti nei quali si realizza l'*azione di volta*, trascurando il peso proprio della volta stessa. Il raggio di curvatura sarà inferiore a m. 100, la larghezza b alla base si farà non maggiore di $h/3$, essendo h l'altezza della diga. Il rapporto fra l'ampiezza della vallata al coronamento e l'altezza massima del muro non dovrà superare $2 \div 2{,}5$.

Si può utilizzare il calcestruzzo semplice, il calcestruzzo armato e talvolta si possono utilizzare le pietre naturali.

Per evitare i fessuramenti dovuti all'azione del gelo si disporranno delle armature di ferro nella zona superiore della muratura ordinaria. Non si possono utilizzare i giunti di dilatazione perchè questi tengono difficilmente all'azione della pressione dell'acqua.

Secondo il vigente regolamento italiano queste dighe vengono riguardate come formate di anelli sovrapposti ed indipendenti, soggetti alla pressione idrostatica e alle massime variazioni di temperatura nell'interno del muro. Gli anelli vengono calcolati come *archi elastici incastrati*. La curvatura e lo spessore debbono essere capaci di evitare, possibilmente, gli sforzi di tensione o ridurli al massimo in ragione di Kg. 5/cm^2 pel calcestruzzo semplice e di Kg. 8/cm^2 per quello armato, mentre gli sforzi di compressione saranno al massimo eguali ad 1/5 della resistenza alla rottura ad un mese dalla gettata. Nel calcolo degli sforzi interni si tiene conto del ritiro del conglomerato equiparandone l'effetto a quello di un abbassamento di temperatura di 10° centigradi.

In Italia sono state costruite di queste dighe. Le maggiori sono: quella di *Muro Lucano*, alta m. 46,75, a raggio costante e di *Chiusella* (Dora Baltea), alta m. 46, a raggio variabile.

La dosatura del cemento dovrà essere maggiore di quella usata per le dighe a gravità (che è di Kg. 200 $\div$ 250/m^3). Per ridurre gli effetti del ritiro e facilitare la dispersione del calore di presa si eseguisce il getto in settori alternati e i giunti temporanei si tengono alla distanza di $\sim$ m. 15, riempiendoli poi con iniezioni di cemento durante la stagione fredda e dopo un periodo di almeno otto mesi dalla ultimazione del getto. Seguendo tali accorgimenti il regolamento italiano ammette di calcolare un ritiro del conglomerato equiparandone l'effetto a quello di un abbassamento di temperatura di soli 3° anzichè di 10°, com'è stato detto più sopra.

Se la gola della vallata da sbarrare presenta notevole larghezza, la si suddivide in tante sezioni mediante *speroni* o *contrafforti* paralleli all'asse della vallata. Contro questi speroni s'imposteranno altrettante voltine con corda di m. 10 $\div$ 20.

Tanto le dighe a volta unica quanto quelle a voltine multiple si costruiscono possibilmente in calcestruzzo.

Nella costruzione si deve curare di battere bene gli strati della gettata. Gli strati debbono avere uno spessore piccolo e ad ogni ripresa del lavoro si dovrà scalfire col piccone la superficie indurita per applicarvi poi uno straterello di cemento liquido e grasso.

Se le voltine sono in cemento armato l'armatura minima sarà costituita da tre tondini del diametro di mm. 20 per ogni metro lineare di volta. Il carico di sicurezza alla trazione potrà spingersi sino a Kg. 8/cm².

Anche i contrafforti sono generalmente in calcestruzzo e sono muniti di leggera armatura metallica. Essi hanno il profilo triangolare con rapporto base-altezza eguale a 1,1 ÷ 1,2, e spessore non mai inferiore a cm. 40.

Si possono disporre delle *nervature* di rinforzo lungo i paramenti e degli *sbadacchi* tra i contrafforti.

Le dighe a *solette* sono costituite da una serie di lastroni in cemento armato, rinforzate da speroni paralleli all'asse della gola della vallata. Il calcolo della parete si fa seguendo le stesse regole viste per le comuni solette in cemento armato. Particolare cura si deve porre nella esecuzione degli appoggi snodati, i quali debbono offrire una perfetta tenuta d'acqua.

Gli speroni presentano il paramento a scarpa, con inclinazione a monte di 0,7 ÷ 1 e 0,2 ÷ 0,6 a valle. Con l'inclinazione a monte il peso dell'acqua graviterà in parte sugli speroni. L'inclinazione dei lastroni è poi tale che a bacino pieno la risultante delle forze cade sul centro di base degli speroni, cosicchè questi presentano il massimo grado di stabilità. Nella costruzione degli speroni si debbono prendere opportuni provvedimenti onde ridurre l'effetto del ritiro di presa, che spesso dà luogo a fessurazioni inclinate.

La parete dei contrafforti deve incastrarsi nella roccia di fondazione a mezzo di taglione profondo ed il paramento a monte dovrà rivestirsi con materiale idrofugo. Quest'ultimo, poi, si proteggerà con uno strato di calcestruzzo.

PARTE TERZA

CONDOTTA DEI LAVORI

Sistemi di esecuzione dei lavori. — L'*esecuzione* di un progetto definitivo di costruzione civile o industriale, stradale od idraulica, già approvato dalle competenti autorità tecniche, *richiede una precisa organizzazione di mezzi e di mano d'opera* affinchè, seguendo le perfette regole dell'arte del costruire, essa si possa svolgere in un determinato tempo e con la minore spesa possibile. Il tecnico che è stato proposto a dirigere il regolare sviluppo dell'opera dovrà esercitare la sorveglianza sulla scelta dei materiali e sull'esame di essi, sulla scelta dei mezzi d'opera e sulla protezione degli operai. Inoltre dovrà risolvere rapidamente e in maniera semplice i numerosi problemi di diversa natura ed entità che immancabilmente gli si presentano all'inizio e durante l'esecuzione del lavoro.

Tutto l'insieme delle *disposizioni tecniche, economiche* ed *amministrative* che si stabiliscono per costruire un'opera d'arte conforme ad un progetto studiato ed approvato, costituisce la *condotta dei lavori.*

L'esecuzione di un dato lavoro può farsi o *in economia* o *per appalto.*

Col sistema di esecuzione in economia la stessa persona od ente che ordina il lavoro s'incarica direttamente, o a mezzo di proprî agenti, di effettuarne l'esecuzione. Perciò la provvista dei materiali, la scelta dei mezzi d'opera, l'assoldamento e la protezione degli operai, la sorveglianza tecnica ed amministrativa spettano alla persona od ente che ha ordinato il lavoro.

Col sistema di esecuzione in appalto la persona od ente che ordina il lavoro incarica altra persona o Ditta di eseguire l'opera e di provvedere a tutte le operazioni di carattere tecnico ed amministrative inerenti all'opera stessa, stabilendo un *congruo compenso.* In tal caso la persona od ente che affida la esecuzione del lavoro, dicesi *appaltante* od *accollante*, mentre colui che si assume l'incarico di eseguire il lavoro dicesi *appaltatore*, oppure *imprenditore* o *accollatario.*

Nel sistema ad economia si tiene conto del tempo, ore e giornate, impiegato dagli operai, e dei materiali adoperati. È il sistema più costoso perchè malgrado la continua vigilanza del committente gli operai lavorano meno alacremente ed assiduamente di quando i lavori siano valutati a corpo o a misura. Per questi motivi qualche volta il lavoro, o parte di esso, viene ceduto a *cottimo*, pagando un determinato prezzo agli operai che s'impegnano di eseguirlo. Il cottimo però non offre sempre garanzia di buon successo.

Modalità sul sistema d'appalto. — Il sistema d'appalto, chiamato anche a *contratto*, può avvenire per *trattativa privata*, per *licitazione privata* e per *licitazione pubblica*.

Nel sistema d'appalto per trattativa privata l'esecuzione dei lavori s'affida direttamente ad una Impresa riconosciuta onesta ed abile. Nel sistema d'appalto per licitazione privata si chiama a concorso un certo numero di Ditte costruttrici: queste fanno un ribasso percentuale nel prezzo complessivo dell'opera oppure sui prezzi unitarî dei singoli lavori. Il lavoro viene affidato a quella Ditta che ha fatto migliori condizioni. Nel sistema d'appalto per licitazione pubblica è lasciata libertà a qualunque Impresa o Ditta di presentare un'offerta. Questo sistema è regolato da apposite leggi e regolamenti.

Il sistema d'appalto presenta il vantaggio di liberare le amministrazioni dai sospetti di favoritismi nella scelta delle Ditte fornitrici di materiali da costruzione, delle maestranze, ecc. Questo sistema pertanto è reso obbligatorio per i lavori che si eseguiscono per conto dello Stato. Qualche volta anche per questi lavori può essere concesso il sistema ad economia, non potendosi preventivare il costo del lavoro per svariati motivi.

Il compenso da corrispondersi all'appaltatore può essere regolato a *corpo* od a *misura*. L'appalto a corpo si ha quando l'appaltatore s'incarica di dare compiuta tutta l'opera, o parti di essa, ad un prezzo determinato, comprese le provviste di materiali, la mano d'opera ed ogni altra spesa necessaria all'esecuzione del lavoro. Il prezzo proposto ed accettato non può modificarsi e l'appaltatore deve sottostare a qualunque eventuale rischio o pericolo per aumenti imprevisti di materiali, mano d'opera, ecc. Questo sistema di corresponsione se è conveniente nei riguardi della contabilità, apporta però un maggiore lavoro di vigilanza e non si può mai avere la certezza della perfetta esecuzione dei lavori.

L'appalto a misura (o a *prezzi unitari*) si ha quando ogni lavoro viene pagato in base ad un prefissato prezzo corrispondente all'unità di misura per le singole categorie di lavoro. È il sistema di corresponsione più giusto e più sicuro, per quanto richieda una attenta e continua vigilanza e molto lavoro di contabilità.

Inoltre poichè ogni lavoro si paga a misura in base ad un prestabilito prezzo unitario, può accadere che quest'ultimo non soddisfi il reale lavoro eseguito. L'appaltante allora si troverebbe nelle condizioni di conoscere il reale costo del lavoro soltanto ad opera compiuta. Si esige quindi uno *studio preventivo accurato del progetto e una razionale valutazione dei suoi elementi*, affinchè non possano verificarsi discordanze troppo sensibili fra i prezzi unitarî convenuti e quelli da applicare.

Direzione - Sorveglianza - Contabilità - Collaudo. — I contratti d'appalto in genere, e specialmente quelli corrisposti a misura, prevedono che l'esecuzione di ogni lavoro sia ben ordinata e sorvegliata da un Direttore dei lavori. Perciò il compimento dell'opera avviene in virtù di due collaborazioni tecniche e col concorso di due contabilità: da una parte vi è il Direttore dei lavori (ingegnere od architetto) che spesso è l'autore del progetto stesso da eseguire, e dall'altra parte l'appaltante o chi per esso (ingegnere, capomastro o tecnico), il quale provvede a tutti i mezzi d'opera, ai materiali, alle maestranze, all'impianto del cantiere, alla tenuta della contabilità, all'esecuzione dell'opera in base ai disegni del progetto ed ai tracciamenti eseguiti sul terreno. L'Imprenditore terrà per proprio conto una contabilità per le ore di lavoro dei suoi operai, per i materiali portati in opera, mentre il Direttore dei lavori o il proprio assistente curerà la tenuta della *contabilità ufficiale* che comprende il *giornale dei lavori*, il *libretto delle misure*, il *registro di contabilità*, il *sommario del registro di contabilità* e lo *stato di avanzamento dei lavori* (vedi Vol. II, parte I).

Il collaudo dei piccoli lavori può farlo lo stesso Direttore dei lavori, ma per le opere di una certa importanza si debbono osservare speciali norme contenute nel R. D. 25 maggio 1895, N. 350.

In generale il collaudo avviene in due tempi: in un primo tempo si eseguisce un *collaudo provvisorio* dando preferibilmente l'incarico ad un tecnico che sia estraneo al lavoro. Questo primo collaudo ha soprattutto lo scopo di permettere all'Impresa di rientrare in possesso di tutta o di parte della cauzione versata a garanzia degli obblighi assunti all'inizio dei lavori. Trascorso un certo periodo di tempo dall'ultimazione dei lavori (periodo di *garanzia* che è stato fissato nel contratto) si eseguisce il *collaudo definitivo*. Quest'ultimo ha lo scopo di constatare se nel periodo trascorso tra i due collaudi l'Impresa abbia effettivamente eseguito bene tutte le opere e se i lavori possano dare sicuro affidamento di buona riuscita.

Se il collaudo definitivo dà pure risultati favorevoli, allora l'Impresa può entrare in possesso del saldo dei suoi crediti.

Il collaudo delle opere in cemento armato che possono far parte del lavoro

da collaudare, viene eseguito a più riprese durante l'esecuzione dei lavori, ed infine ad opera generale compiuta. Il collaudatore di dette opere è quasi sempre nominato prima dell'inizio dei lavori, nello stesso momento in cui si fa la nomina del Direttore dei lavori.

I risultati ottenuti dal collaudo debbono porsi a *verbale*. Infine si dovrà stendere una *relazione finale* nella quale vengono riportati tutti i dati di fatto messi a verbale, ponendoli a confronto con i dati del progetto e dei documenti contabili.

Molte figure del presente *Corso di Costruzioni* sono state diligentemente disegnate dal Geometra Antonio Dolando di Torino, al quale l'Autore esprime un vivo ringraziamento.

INDICE DELLA MATERIA

PREFAZIONE . . . . . *Pag.* III

Introduzione . . . . . » 1

Cenno sull'origine e sullo sviluppo delle strade ordinarie e delle principali opere d'arte stradali — La strada ordinaria nel periodo storico (le strade greche, le strade romane, le strade del medioevo) — Le strade nell'età moderna — Classificazione delle strade — Suddivisione dello studio delle strade e dei manufatti stradali.

PARTE I. — *a*) STRADE ORDINARIE E FERRATE

I. Determinazione degli elementi di un tracciato stradale . . . . . *Pag.* 9

Nozioni preliminari — Conformazione del corpo stradale — Trazione sulle strade ordinarie — Pendenze e curve — Pendenze e curve per le autostrade — Cenni sulla trazione delle strade ferrate — Pendenze e curve.

Nozioni generali per lo studio del tracciato di una strada — I. *Strade ordinarie* — Generalità — *a*) Strade di pianura — *b*) Strade di montagna — Esempio. — II. *Strade ferrate* — Generalità — Studio del tracciato di una strada ordinaria sul piano a curve di livello — Confronto dei tracciati — Lunghezze virtuali — *a*) Strade ordinarie — *b*) Strade ferrate.

II. Studio di un progetto di strada ordinaria . . . . . » 35

Documenti di un progetto stradale — Relazione — Planimetria — Esempio — Profilo longitudinale — Esempio — Problemi sulle livellette — Sezioni trasversali — Esempi — Disegni delle opere d'arte — Computo metrico dei lavori e delle espropriazioni — Esempio — Profilo delle masse — Esempio — Movimento di materie — *a*) Compenso longitudinale col metodo numerico — Esempio — *b*) Compenso longitudinale col metodo grafico — Diagramma di Brückner — Esempio — Retta di compenso di minima spesa — Computo metrico delle opere d'arte e dei lavori diversi — Analisi dei prezzi unitarî — Esempio — Stima dei lavori.

III. Esecuzione dei lavori . . . . . » 53

a) *Lavori in terra* . . . . . » 53

Generalità — Escavazione ordinaria — Escavazione meccanica — Trasporto delle terre — Generalità — 1) Trasporto col paleggiamento — 2) Trasporti con le ceste, le gerle e le barelle — 3) Trasporto con le carriole — 4) Trasporti

con le carrette tirate a mano o da un cavallo — 5) Trasporti con autocarri — 6) Trasporti con vagoncini su binari provvisori — Costo dello scavo — Costo dei trasporti — 1) Costo del trasporto con paleggiamento — 2) Costo del trasporto con ceste, gerle o barelle — 3) Costo del trasporto con le carriole — 4) Costo del trasporto con carrette tirate a mano o da cavalli — 5) Costo di trasporti con autocarri — 6) Costo di trasporto con vagoncini — *a*) Vagoncini trainati da uomini — *b*) Vagoncini trainati da cavalli — *c*) Vagoncini trainati da locomotive — Organizzazione del lavoro.

b) *Formazione del corpo stradale ordinario e della soprastruttura - Opere di consolidamento* . . . . . *Pag.* 70

Tracciamento dell'asse stradale — Formazione delle trincee e dei rilevati — Opere accessorie nelle trincee e nei rilevati — Formazione della sovrastruttura stradale — Norme generali — Pavimentazioni moderne — Premessa — Classificazione delle pavimentazioni — Pavimentazioni rigide (Pietre naturali — Calcestruzzo di cemento — Macadam cementato) — Pavimentazioni elastiche — Pavimentazioni elastiche permanenti — Pavimentazioni elastiche semipermanenti (macadam protetto) — Pavimentazioni delle strade italiane — Accessori stradali (paracarri, parapetti, pietre miliari, indicatori stradali, ecc.) — Sorveglianza e manutenzione delle strade ordinarie — Case cantoniere — Esempio — Cubatura dei mucchi di ghiaia.

c) *Coformazione del corpo stradale ferroviario* . . . . . » 91

Sovrastruttura di una strada ferrata — Posa del binario — Scambi — Cenno sugli impianti edilizî annessi alle strade ferrate — *a*) Case cantoniere — Esempio — *b*) Fabbricati viaggiatori — *c*) Magazzino-Provvida — Esempio — *d*) Piani caricatori, tettoie e magazzini merci — *e*) Rifornitori d'acqua — *f*) Rimesse — Cenni sugli impianti della trazione elettrica — Rimessa per autotreni veloci — Cenni sulla elettrificazione delle ferrovie.

b) MANUFATTI STRADALI E FERROVIARI

I. Fondazione delle opere d'arte stradali . . . . . *Pag.* 115

Generalità — *a*) *Fondazioni ordinarie dirette e indirette* — Premessa — Esame del terreno (1° l'escavazione — 2° Il sondaggio con aste in ferro — 3° Il sondaggio con trivelle — 4° L'infissione con pali di prova — 5° Il carico di prova) — Fondazioni ordinarie dirette — Riseghe di fondazione — Consolidamento del terreno di fondazione (Pali in legno — Esempio — Pali in cemento armato — Sistema Compressol — Iniezioni di cemento) — Fondazioni su palafitte di sostegno (Pali in legno — Pali in ferro — Pali in cemento armato).

b) *Fondazioni idrauliche* — 1° Fondazioni idrauliche con prosciugamento — Generalità — (Ture — Palancòle) — 2° Fondazioni idrauliche senza prosciugamento (1° Calcestruzzo immerso in casseri — 2° Cassoni senza fondo — — 3° Pozzi affondati — 4° Cassoni con fondo — 5° Fondazioni su scogliere — 6° Fondazioni in terreni acquitrinosi mediante consolidamento artificiale — 7° Fondazioni in terreni acquitrinosi col mezzo del congelamento.

c) *Fondazioni ad aria compressa* — Generalità — Descrizione di un moderno cassone ad aria compressa — Manovra di un cassone ad aria compressa — Condotta dei lavori — Accessori per un impianto di fondazione ad aria compressa.

II. Spinta delle terre e muri di sostegno . . . . . *Pag.* 142

Premessa — Cenni della teoria del prisma di massima spinta (teoria Coulomb-Poncelet) — Cenno della teoria del masso illimitato (teoria Rankine-Mohr) Premessa. — Equilibrio limite inferiore e superiore — Costruzione delle direzioni principali e delle direzioni di scorrimento per un dato punto del terreno — Costruzione dei limiti del profilo superiore del terreno per la validità della teoria del masso illimitato. — Determinazione grafica della spinta contro una parete verticale — Casi particolari — Metodo di Résal (Premessa — Tabelle del Résal — Applicazione) — Classificazione dei muri di sostegno — Formazione dei muri di sostegno — Accessori dei muri di sostegno — Varie specie di sezioni dei muri con malta — Muri con contrafforti — Determinazione pratica delle dimensioni dei muri di sostegno — Muri semplici — Muri a secco — Muri con contrafforti — Esempi di verifica — Muri di sostegno per strade ferrate.

III. Gallerie . . . . . » 182

Generalità — Sezione libera delle gallerie stradali — Rivestimento murario delle gallerie — Opere complementari delle gallerie — Cenni sul tracciamento delle gallerie — Esempio — Cenno sulla esecuzione dei lavori — Escavazione della roccia — Cenno sulle perforatrici e sui compressori — Esempi — Cenno sui principali metodi di escavazione — Esempio — Trasporto del materiale scavato — Ventilazione ed illuminazione del cantiere di lavoro — Cenno sulla ventilazione delle gallerie in esercizio — Eduzione delle acque sotterranee — Cenno sulle gallerie sotto-urbane — Esempio.

IV. Ponti stradali e ferroviari . . . . . » 200

Generalità — Problema idraulico — Problema economico — Problema statico.

Ponti in legno. — Soprastruttura — Sottostruttura — Ponti in legno con incavallature — Principali tipi di travi armate — Travi per armatura superiore a cavalletto — Travi a traliccio — Norme fondamentali per la calcolazione dei ponti in legno (Tavoloni d'impalcatura — Traversi e travi maestre) — Esempi di progetti di ponti di legno per strada ordinaria . . . . . » 203

Ponti in ferro. — Generalità — Norme generali per lo studio statico di un ponte in ferro — Cenni sulla struttura dei ponti stradali in ferro: *a*) Orditura minuta — *b*) Travi secondarie — *c*) Travi principali — Cenni sulla struttura dei ponti ferroviarî in ferro: *a*) Orditura minuta — *b*) Travi secondarie, principali e di controvento — Cenni sulla calcolazione dei ponti in ferro — Esempio di progetto di un cavalcavia in ferro per strada ordinaria » 219

Ponti in muratura ordinaria. — Nomenclatura delle parti di un ponte — Forma geometrica dell'arcata — Costruzione dell'arcata — Spalle e pile — Muri frontali, rinfianchi, cappa — Muri di accompagnamento — Applicazioni — Cenno sui viadotti — Spessore delle volte e delle spalle dei ponti in muratura — *a*) Ponticelli, acquedotti — *b*) Tombini coperti da lastroni — Esempi — *c*) Ponti a più arcate — Stabilità dei ponti in muratura — Cenno sui ponti obliqui — Cenno sull'armatura e sul disarmo delle volte . » 230

Ponti in cemento armato. — Generalità — Esempi di progetti di ponti in cemento armato . . . . . » 250

PARTE II. — COSTRUZIONI IDRAULICHE

Premessa — Corso d'acqua a pelo libero — Corsi regolati

I. **Canali e relative opere d'arte** . . . . . *Pag.* 254

Generalità — Tachimetri idraulici — Determinazione approssimata della velocità media — Pendenza di fondo dei canali — Sezione trasversale dei canali — Determinazione pratica del coefficiente χ — Valutazione pratica della portata — Calcolo dei canali (Problemi) — Derivazione dei canali — Richiami di idraulica — Velocità di efflusso e carico corrispondente.

II. **Idrometria** . . . . . » 274

Classificazione delle bocche — Portata delle bocche — Premesse — Bocche a battente — Bocche a battente rigurgitate — Bocche a stramazzo.

III. **Opere di derivazione dei canali** . . . . . » 281

Traverse (dighe o chiuse) — Dighe fisse — Dighe mobili — Dighe provvisorie — Calcolo delle traverse (Traverse libere — Traverse sommerse — Rigurgito) — Esempi — Derivatore — Esempi — Paratoie — Esempi — Scaricatore — Sfioratori — Ponti-canali — Esempi — Gallerie — Tombe a sifone — Esempi — Partitori d'acqua — Esempio — Conche di navigazione.

IV. **Norme costruttive e fondamentali dei canali** . . . . . » 314

Canali industriali — Canali d'irrigazione — Esempi — Canali di bonifica (Generalità — 1° Bonifica per scolo naturale — 2° Bonifica per sollevamento meccanico — 3° Bonifica per colmate) — Canali navigabili.

V. **Condotti di fognatura** . . . . . » 336

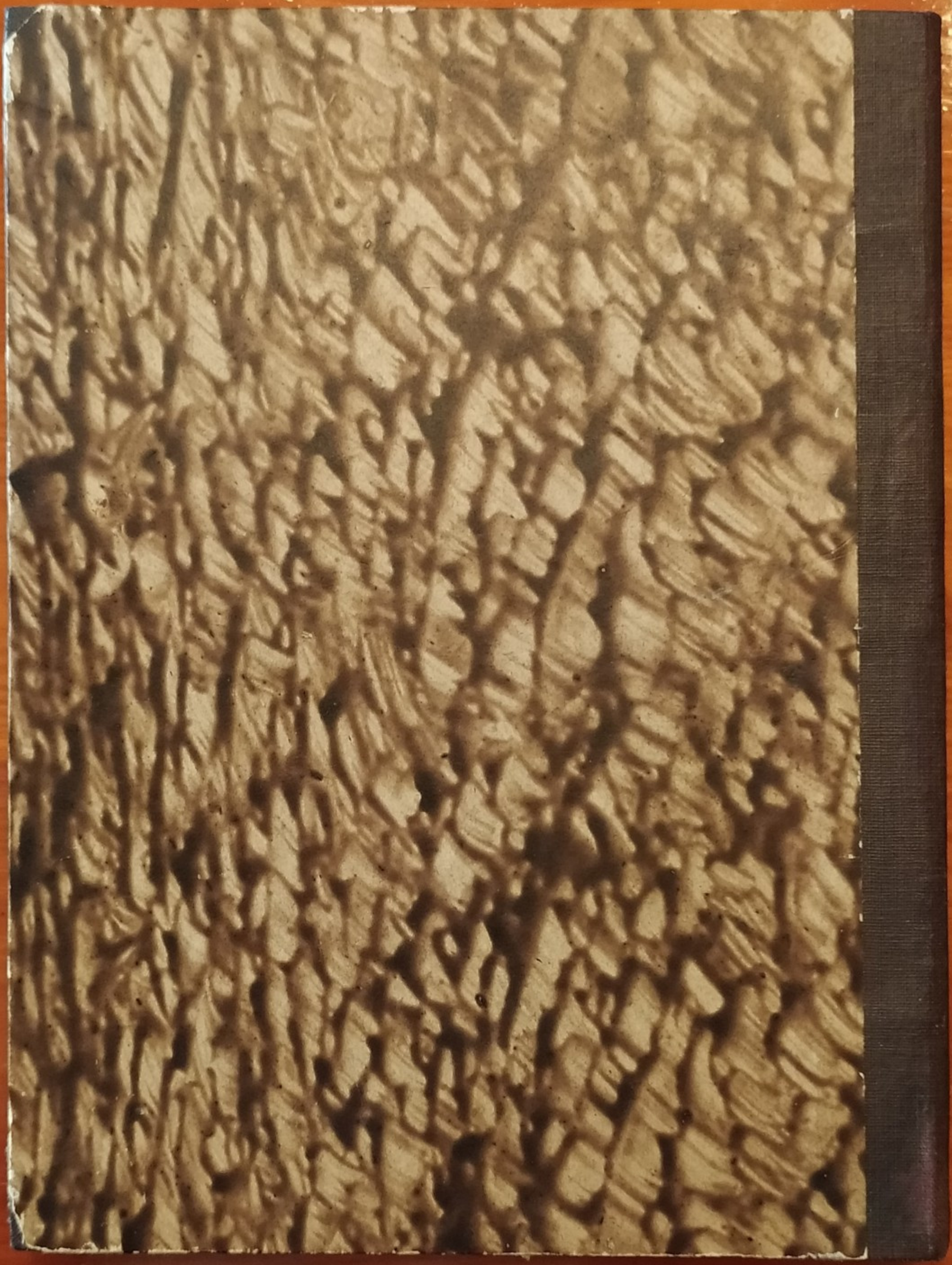
Generalità (Portata, sezione, pendenza e velocità) — Studio della rete e particolari costruttivi.

VI. **Opere di sistemazione e di difesa in torrenti e fiumi** . . . . . » 345

Generalità — Briglie o serre montane — Lavori di rimboschimento — Opere di difesa aderenti alle sponde — Arginature — Pennelli o repellenti.

VII. **Cenni sui laghi artificiali e sulle dighe di sbarramento** . . . . . » 359

Generalità — Cenni sullo studio di uno sbarramento — Dighe in terra — Dighe in muratura a secco — Dighe in muratura ordinaria (Dighe a gravità) — Dighe a volta semplice e a volta multipla — Dighe in cemento armato a soletta e speroni.

PARTE III. — CONDOTTA DEI LAVORI *Pag.* 369

Sistemi di esecuzione dei lavori — Modalità sui sistemi d'appalto — Direzione — Sorveglianza — Contabilità — Collaudo.